



Diogo Miguel da Assunção Silva

Licenciado em Ciências da Engenharia

Reforço de Arcos de Alvenaria de Tijolo com FRP

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil – Perfil de estruturas

Orientador: Doutor Carlos M. Chastre Rodrigues, Professor auxiliar,
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Co-orientador: Doutor Hugo Emanuel Charrinho da Costa Biscaia, Investigador
UNIDEMI, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Júri:

Presidente: Professora Doutora Paulina Faria Rodrigues

Arguente: Professor Doutor Manuel Fortea Luna

Vogal: Professor Doutor Carlos M. Chastre Rodrigues



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Junho 2018

Reforço de Arcos de Alvenaria de Tijolo com FRP

Copyright © Diogo Miguel da Assunção Silva, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Primeiro que tudo, quero agradecer aos meus Pais, pois sem eles não tinha nascido, quanto mais escrito uma tese. Foram eles acima de todos que mais me apoiaram ao longo de toda a minha vida para que eu tivesse sucesso. Foram eles que me deram as ferramentas e os meios para crescer como pessoa, assim, como academicamente. É a eles que agradeço tudo aquilo que tenho na minha vida. Jamais o teria conseguido fazer sem a força deles. Eles são tudo para mim e estarei eternamente grato por todo o seu amor e carinho.

De seguida, quero agradecer à minha irmã, por todo o amor e carinho partilhado ao longo das nossas vidas. Obrigado por me aturares estes anos todos. És uma inspiração para todos aqueles que procuram o sucesso. O valor da tua força, dedicação, Rigor, organização e resiliência são incalculáveis. És e serás para sempre o meu braço direito, nos bons e nos maus momentos. Vou te proteger e apoiar até ao fim da minha vida. Jamais te abandonarei.

Quero agradecer à minha namorada por todo o apoio, amor, carinho, e compreensão ao longo de todos estes anos que nos acompanharam. Sem ti, não o teria conseguido. Sem ti, não seria o que sou hoje. Despertas o melhor que há em mim. Obrigado por tudo meu coração.

Quero agradecer a todos os meus amigos e colegas que me acompanharam ao longo de todo o meu percurso académico e ao longo de toda a minha vida. Eles são a minha felicidade, o meu apoio e a minha estabilidade emocional. Eles moldaram-me ao longo de todo este percurso, acabando por me tornar naquilo que sou hoje. Obrigado por tudo. Escuso de dizer nomes, porque eles sabem quem são. Estarão sempre no meu coração.

Quero agradecer ao Professor Doutor Carlos Chastre e ao Professor Doutor Hugo Biscaia pela oportunidade de realizar este projeto tão aliciante e inovador. Quero agradecer ao Engenheiro Vítor Silva, ao Técnico Jorge Silvério e ao Técnico José Gaspar, por toda a ajuda na realização deste trabalho. Todos eles são excelentes profissionais, imprescindíveis para a realização deste estudo. Não o teria conseguido sem a ajuda, apoio e engenho de todos eles. Muito obrigado a todos.

Quero agradecer às empresas que tornaram este projeto possível. Um especial obrigado à CONCREMAT pelo fornecimento das bases de betão. Um especial obrigado à Cerâmica Torreense pelo fornecimento dos tijolos cerâmicos maciços. Um especial obrigado à SECIL Argamassas pelo fornecimento da cal hidráulica. E por fim, um especial obrigado à STAP pelo fornecimento do CFRP.

Para finalizar, quero agradecer à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, por todo o meu percurso académico. É uma excelente instituição educacional, repleta de excelentes profissionais. Agradeço todos os ensinamentos e lições. O percurso no Campus do monte da Caparica ficará para sempre marcado na minha vida, na minha mente e no meu coração. Obrigado por tudo FCT.

Resumo

Este estudo científico, analisa a aplicabilidade do reforço com FRP em arcos de alvenaria de tijolo. Para tal, foram analisados trabalhos realizados no passado por outros autores. Começou-se por analisar a história da construção dos primeiros arcos de alvenaria, assim, como todas as análises de teoria estrutural de que há registo. De seguida, analisou-se as técnicas e teorias do reforço estrutural com recurso a FRP, realizados em outros estudos científicos de arcos. Concluída a análise, procedeu-se à construção de 5 arcos de alvenaria de tijolo. Os arcos foram assentes em bases de betão armado e são constituídos por tijolos maciços ligados entre si com recurso a argamassa de cal hidráulica natural. Três dos arcos construídos, foram reforçados com CFRP no seu extradorso. Após a análise de vários métodos de ensaio de verificação da capacidade resistente de arcos de alvenaria, realizados por outros autores, idealizou-se um sistema de ensaio. Foram realizados dois ensaios destrutivos, um arco sem reforço e outro arco com reforço. Os materiais inerentes às estruturas construídas foram caracterizados com recurso a normas europeias. Foram realizadas modelações de elementos finitos de ensaios destrutivos de arcos construídos por outros autores, com e sem reforço. As modelações foram realizadas através do software ATENA 3D. Após a conclusão da caracterização dos materiais, procedeu-se à modelação dos ensaios destrutivos realizados. A análise de resultados dos ensaios destrutivos, foi realizada com recurso à monitorização da instrumentação colocada no sistema de ensaio e ao processamento de imagem das filmagens realizadas nos ensaios, utilizando o software GOM Correlate. No final comparou-se os resultados obtidos e retirou-se conclusões. Concluiu-se que reforçar arcos de alvenaria de tijolo com FRP no extradorso, aumenta a capacidade resistente e a ductilidade da estrutura.

Palavras-Chave

- Arco de alvenaria
- FRP
- Reforço estrutural
- Ensaio experimental
- Análise não linear
- Correlação digital de imagem

Abstract

In this research, the applicability of FRP reinforcement in brick masonry arches is comprehensively examined. To accomplish this, a state of the art analysis of existing literature and work in this field was conducted. Foremost, we investigated the history of masonry arch construction in parallel to a comprehensive analysis of theoretical structural engineering. Subsequently, the techniques and theory of FRP reinforcement conducted in other arch structures are examined. Considering these findings, we proceeded to the construction of five brick masonry arches. The arches were built above a concrete support and were made with bricks connected with hydraulic lime mortar. Three of the built arches were CFRP reinforced. Considering the analysis of several test systems for determinate the resistance capacity of masonry arches by other authors, it was idealized a test system. Two destructive tests were administered in an unreinforced and a reinforced arch, respectively. All used materials were characterized with European norms. Additionally, it was made finite element analysis featuring the destruction of reinforced and unreinforced arches built by other authors. This numeric analysis was modulated using ATENA 3D software. After concluding the material's characterization, the performed destructive tests were modulated. In order to dissect the results, instrument monitoring of the tests and after image processing techniques of the filmed footage were used. The test filmed footage was analyzed utilizing GOM Correlate software. At the end the results were compared, and conclusions were drawn. It was concluded that reinforcing brick masonry with FRP greatly enhances the strength and ductility of the structure.

Keywords

- Masonry Arch
- FRP
- Structural Reinforcement
- Experimental test
- Nonlinear analysis
- Digital Image Correlation

Índice

Resumo	I
Abstract	III
Índice de Figuras	VII
Índice de Tabelas	XI
1. Introdução.....	1
1.1. Objetivos e Metodologia	1
1.2. Organização	1
2. Estado de Arte.....	3
2.1. Construções de Alvenaria.....	3
2.1.1. Alvenaria.....	3
2.1.2. Tijolos	3
2.1.3. Argamassa.....	4
2.1.4. FRP.....	4
2.2. Arcos de Alvenaria.....	4
2.2.1. História dos arcos de Alvenaria	4
2.2.2. Teoria dos Arcos de Alvenaria.....	6
2.3. Reforço de Arcos de Alvenaria	13
2.3.1. Trabalho experimental realizado na Universidade do Minho (2010).....	13
2.3.2. Trabalho experimental realizado na Universidade de Florença (2016)	18
3. Modelação numérica	27
3.1. Elementos Finitos	27
3.1.1. Tipos de elementos.....	27
3.1.2. Modo de resolução Newton-Raphson.....	28
3.2. Modelo numérico do Tijolo e da argamassa	29
3.2.1. Resistência à Tração	30
3.2.2. Resistência à Compressão	31
3.2.3. Critério de rotura biaxial	32
3.2.4. Critério de rotura pela interface	33
3.3. Modelo numérico do FRP	35
3.4. Propriedades dos Materiais	37
3.4.1. Argamassa e Tijolo	37
3.4.2. Interface Tijolo-Argamassa	37
3.4.3. FRP.....	38
3.5. Modelação de alguns arcos documentados na literatura.....	38
3.5.1 Simulação numérica do ensaio experimental da Universidade do Minho (2010)	38
3.5.2. Simulação numérica do ensaio experimental realizado na Universidade de Florença (2016)	44
4. Ensaaios Experimentais	51
4.1. Caracterização dos Materiais	51
4.1.1. Tijolo	51

4.1.2.	Argamassa.....	56
4.1.3.	CFRP	59
4.2.	Etapas do ensaio experimental	60
4.2.1.	Bases dos arcos	60
4.2.2.	Construção dos arcos	61
4.2.3.	Sistema de ensaio	72
4.2.4.	Análise de resultados.....	75
5.	Simulação numérica de arcos de alvenaria.....	97
5.1.	Simulação numérica sem reforço	100
5.2.	Simulação numérica com reforço	101
5.3.	Simulação numérica de uma nova técnica de reforço	104
6.	Comparação e Discussão de Resultados.....	111
7.	Conclusões e desenvolvimentos futuros	113
	Bibliografia.....	115
	Anexo – Simulação numérica dos ensaios experimentais realizados	119
	A1 – Extensões principais máximas	A1 - 1
	A2 – Tensões segundo os eixos globais Y e Z.....	A2 - 1

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Falso arco (Como 2016)	4
Figura 2.2 - Arco Volterra (Como 2016)	5
Figura 2.3 - Ponte Fabricius	5
Figura 2.4 - Ponte Plauen (Como 2016).....	5
Figura 2.5 - Forster Codex (Como 2016).....	6
Figura 2.6 - Catenária (Como 2016).....	6
Figura 2.7 - Esquema vetorial de forças (Heyman 1982)	7
Figura 2.8 - Forças suspensas (Heyman 1982)	7
Figura 2.9 - Triângulo de forças trecho AP (Heyman 1982)	7
Figura 2.10 - Triângulo de forças trecho PQ (Heyman 1982).....	8
Figura 2.11 - Polígono Funicular (Heyman 1982).....	8
Figura 2.12 - Forças à compressão (Heyman 1982)	9
Figura 2.13 - Arco com três rotulas e a sua linha média (Heyman 1982).....	9
Figura 2.14 - Linha de confiança (Heyman 1982)	9
Figura 2.15 - Equilíbrio de esforços (Heyman 1982)	10
Figura 2.16 - Linha de confiança de um arco carregado a um quarto de vão (Heyman 1982)	10
Figura 2.17 - Arco de alvenaria sujeito a forças verticais (Heyman 1982)	11
Figura 2.18 - Linha de confiança desenhada na espessura do arco (Heyman 1982)	11
Figura 2.19 - Equilíbrio de forças da linha de confiança após cortes (Heyman 1982).....	11
Figura 2.20 - Pedras sobrepostas submetidas a carga central (Heyman 1982).....	12
Figura 2.21 - Pedras sobrepostas submetidas a carga excêntrica (Heyman 1982)	12
Figura 2.22 - Linha de confiança no meio da terça parte (Heyman 1982).....	12
Figura 2.23 - Fator de segurança ao longo de um arco (Heyman 1982).....	13
Figura 2.24 - Mecanismo de Rotura de um arco carregado verticalmente a um quarto de vão (Oliveira et al. 2010)	13
Figura 2.25 - Largura de banda de GFRP nos arcos construídos (Oliveira et al. 2010)	14
Figura 2.26 - Mecanismo de Rotura (Oliveira et al. 2010)	15
Figura 2.27 - Diagrama Força-deslocamento dos arcos sem reforço (Oliveira et al. 2010)	15
Figura 2.28 - Mecanismo de Rotura do reforço local (Oliveira et al. 2010)	15
Figura 2.29 - Diagrama Força-Deslocamento dos arcos reforçados localmente (Oliveira et al. 2010).....	16
Figura 2.30 - Mecanismo de Rotura do arco reforçado pelo intradorso (Oliveira et al. 2010)	16
Figura 2.31 - Diagrama Força-Deslocamento sem ancoragem (Oliveira et al. 2010).....	16
Figura 2.32 - Diagrama Força-Deslocamento com ancoragem (Oliveira et al. 2010).....	17
Figura 2.33 - Mecanismo de Rotura do arco reforçado no extradorso (Oliveira et al. 2010)	17
Figura 2.34 - Diagrama força-deslocamento com duas bandas de 50 mm de largura (Oliveira et al. 2010)	17
Figura 2.35 - Diagrama força-deslocamento com duas bandas de 80 mm de largura (Oliveira et al. 2010)	18
Figura 2.36 - Tabela de resumo dos arcos ensaiados (Oliveira et al. 2010)	18
Figura 2.37 - Sistema de ensaio dos arcos carregados a meio vão (Briccoli Bati & Rovero 2007)	19
Figura 2.38 - Mecanismo de rotura de um arco carregado a meio vão (Heyman 1982)	19
Figura 2.39 - Configuração de reforço aplicado (Briccoli Bati & Rovero 2007).....	19
Figura 2.40 - Malha de fibra de carbono (Alecci, Misseri, et al. 2016).....	20
Figura 2.41 - Rotura do arco reforçado pelo intradorso (Briccoli Bati & Rovero 2007)	20
Figura 2.42 - Rotura do arco reforçado pelo extradorso (Briccoli Bati & Rovero 2007)	21
Figura 2.43 - Diagrama força-deslocamento intradorso (Briccoli Bati & Rovero 2007)	21
Figura 2.44 - Diagrama força-deslocamento extradorso (Briccoli Bati & Rovero 2007)	21
Figura 2.45 - Malha de PBO (Alecci, Misseri, et al. 2016)	22
Figura 2.46 - Sistema de ensaio do arco carregado a em quarto de vão (Alecci, Focacci, et al. 2016)	22
Figura 2.47 - Mecanismo de rotura do arco carregado a meio vão (Alecci, Focacci, et al. 2016)	23
Figura 2.48 - Mecanismo de rotura do arco reforçado pelo extradorso (Alecci, Focacci, et al. 2016)	23
Figura 2.49 - Diagrama força-deslocamento dos arcos sem reforço (Alecci, Focacci, et al. 2016)	23
Figura 2.50 - Diagrama força-deslocamento do arco reforçado pelo extradorso (Alecci, Focacci, et al. 2016)	24

Figura 2.51 - Diagrama força-deslocamento PBO-FRCM vs CFRP-Epoxy, reforço no intradorso (Alecci, Misseri, et al. 2016)	24
Figura 2.52 - Diagrama força-deslocamento PBO-FRCM vs. CFRP-Epoxy, reforço no intradorso (Alecci, Misseri, et al. 2016)	25
Figura 3.1 - Tetraedro (Cervenka et al. 2016)	27
Figura 3.2 - Brick (Cervenka et al. 2016)	27
Figura 3.3 - Wedge (Cervenka et al. 2016)	28
Figura 3.4 - Método de resolução Newton-Rapshon (Cervenka et al. 2016)	29
Figura 3.5 - Diagrama tensão-deformação equivalente ao estado uniaxial (Cervenka et al. 2016)	30
Figura 3.6 - Formulação Hordijk (Cervenka et al. 2016)	30
Figura 3.7 - Diagrama Tensão-deformação à compressão (Cervenka et al. 2016)	31
Figura 3.8 - Diagrama tensão-deformação equivalente ao estado biaxial (Cervenka et al. 2016)	32
Figura 3.9 - Diagrama tensão normal-tensão de corte	33
Figura 3.10 - Diagrama tensão-deformação tangencial (Cervenka et al. 2016)	34
Figura 3.11 - Diagrama tensão-deformação tangencial normal (Cervenka et al. 2016)	35
Figura 3.12 - Modelo de cabo externo, adaptado de (Cervenka et al. 2016)	35
Figura 3.13 - Forças no desviador, adaptado de (Cervenka et al. 2016)	36
Figura 3.14 - Forças e deslocamentos na secção de cabo	36
Figura 3.15 - Geometria do arco da Universidade do Minho em 3D com base em (Sanchez 2007)	39
Figura 3.16 - Geometria do arco da Universidade do Minho em 2D e local de aplicação de carga com base em (Sanchez 2007).	39
Figura 3.17 - Malha adotada para simulação do arco sem reforço	40
Figura 3.18 - Malha adotada para simulação do arco com reforço com FRP no extradorso	40
Figura 3.19 - Diagrama força - deslocamento do arco sem reforço	42
Figura 3.20 - Diagrama força-deslocamento, com reforço	43
Figura 4.1 - Tijolos antes de serem medidos	51
Figura 4.2 - Tijolos antes de serem colocados na estufa	52
Figura 4.3 - Tijolos após serem submersos em água	52
Figura 4.4 - Pesagem hidrostática 1 Figura 4.5 - Pesagem hidrostática 2	53
Figura 4.6 - Ensaio à compressão	55
Figura 4.7 - Diagrama tensão-extensão dos tijolos à compressão	55
Figura 4.8 - Ensaio tração por flexão	56
Figura 4.9 - Diagrama força-extensão da argamassa à flexão	57
Figura 4.10 - Diagrama tensão-extensão da argamassa á compressão	58
Figura 4.11 - Ensaio de tração uniaxial do FRP	59
Figura 4.12 - Diagrama força-extensão da fibra de carbono	59
Figura 4.13 - Geometria das bases de apoio	60
Figura 4.14 - Disposição da armação nas bases de apoio	61
Figura 4.15 - Cofragem	61
Figura 4.16 - Ensaio do espaçamento entre tijolos	62
Figura 4.17 - Cofragens sobre as bases	62
Figura 4.18 - Tijolos submersos antes da construção dos arcos	62
Figura 4.19 - Construção do arco parte 1	63
Figura 4.20 - Saco da argamassa utilizada, REABILITA CAL Consolidação	63
Figura 4.21 - Espaçadores	63
Figura 4.22 - Construção do arco parte 2	64
Figura 4.23 - Construção do arco parte 3	64
Figura 4.24 - Construção do arco parte 4	64
Figura 4.25 - Construção do arco parte 5	65
Figura 4.26 - Provetes de argamassa ainda frescos nos moldes	65
Figura 4.27 - Construção do arco parte 6	65
Figura 4.28 - Construção do arco parte 7	66
Figura 4.29 - Arcos após descofragem	66
Figura 4.30 - Vista inferior dos arcos após cofragem	66
Figura 4.31 - Vista inferior dos arcos após cofragem 2	67
Figura 4.32 - Arco após retificação do excesso de argamassa	67
Figura 4.33 - Arco após retificação do excesso de argamassa 2	67
Figura 4.34 - Junta por preencher	68
Figura 4.35 - Junta por preencher 2	68
Figura 4.36 - Junta por preencher 3	68

Figura 4.37 - Preenchimento de juntas.....	69
Figura 4.38 - Preenchimento de juntas.....	69
Figura 4.39 - Malha de fibra de carbono sobre os arcos a reforçar.....	69
Figura 4.40 - Aplicação do reforço 1	70
Figura 4.41 - Aplicação do reforço 2	70
Figura 4.42 - Aplicação do reforço 3	70
Figura 4.43 - Aplicação do reforço 4	71
Figura 4.44 - Aplicação do reforço 5	71
Figura 4.45 - Aplicação de extensômetros 1	71
Figura 4.46 - Aplicação de extensômetros 2	72
Figura 4.47 - Sistema de ensaio.....	72
Figura 4.48 - Cunha (1).....	73
Figura 4.49 - Cunha (2).....	73
Figura 4.50 - Cunha (3).....	74
Figura 4.51 - Iminência de perda de contacto	74
Figura 4.52 - Sistema de monitorização de força e deslocamento	75
Figura 4.53 - Diagrama força-deslocamento vertical do arco sem reforço	76
Figura 4.54 - Mecanismo de rotura do arco sem reforço.....	76
Figura 4.55 - Cores após o processamento de imagem.....	77
Figura 4.56 - Régua colocada no plano da face frontal do tijolo.....	77
Figura 4.57 - Pontos monitorizados para comparação com o GOM Correlate	77
Figura 4.58 - Diagrama comparação do deslocamento vertical	78
Figura 4.59 - Diagrama comparação LVDT 4.....	78
Figura 4.60 - Diagrama comparação LVDT 5.....	78
Figura 4.61 - Diagrama comparação LVDT 1.....	79
Figura 4.62 - Diagrama comparação LVDT 6.....	79
Figura 4.63 - Fenda 1 antes da abertura de fenda	79
Figura 4.64 - Fenda 1 depois da abertura de fenda	80
Figura 4.65 - Fenda 2 antes da abertura de fenda	80
Figura 4.66 - Fenda 2 depois da abertura de fenda	80
Figura 4.67 - Fenda 3 antes da abertura de fenda	81
Figura 4.68 - Fenda 3 depois de abertura de fenda	81
Figura 4.69 - Fenda 4 antes da abertura de fenda	81
Figura 4.70 - fenda 4 depois da abertura de fenda	82
Figura 4.71 - Nomenclatura das fendas	82
Figura 4.72 - Sistema de coordenadas locais de cálculo do ângulo de abertura da fenda 1	83
Figura 4.73 - Sistema de coordenadas locais para determinação do ângulo de abertura da fenda 4	83
Figura 4.74 - Diagrama Abertura de fenda-tempo das quatro fendas	84
Figura 4.75 - Nomenclatura usada na determinação da rotação de corpo rígido.....	84
Figura 4.76 - Diagrama Rotação de corpo rígido-tempo dos blocos	85
Figura 4.77 - Diagrama força-deslocamento do arco com reforço	85
Figura 4.78 - Instante antes da rotura	86
Figura 4.79 - Instante imediatamente a seguir à rotura 1	86
Figura 4.80 - Instante imediatamente a seguir à rotura 2.....	86
Figura 4.81 - Instante imediatamente a seguir à rotura 3.....	86
Figura 4.82 - Pontos monitorizados para comparação com o GOM Correlate	87
Figura 4.83 - Diagrama comparação do deslocamento vertical	87
Figura 4.84 - Diagrama comparação LVDT 4.....	87
Figura 4.85 - Diagrama Comparação LVDT 5.....	88
Figura 4.86 - Diagrama comparação LVDT 1.....	88
Figura 4.87 - Diagrama comparação LVDT 6.....	89
Figura 4.88 - Diagrama ângulo de abertura-tempo da fenda 1.....	89
Figura 4.89 - Diagrama ângulo de abertura-tempo da fenda 2.....	90
Figura 4.90 - Diagrama ângulo de abertura-tempo da fenda 3.....	90
Figura 4.91 - Diagrama ângulo de abertura-tempo da fenda 4.....	90
Figura 4.92 - Diagrama ângulo de abertura-tempo de todas as fendas	91
Figura 4.93 - Fenda 1 direita antes da abertura de fenda	91
Figura 4.94 - Fenda 1 direita depois da abertura de fenda.....	91
Figura 4.95 - Fenda 2 antes do início do ensaio	92
Figura 4.96 - Fenda 2 na iminência do colapso.....	92

Figura 4.97 - Fenda 4 antes da abertura de fenda	92
Figura 4.98 - Fenda 4 depois da abertura de fenda	93
Figura 4.99 - Fenda 3 antes da abertura de fenda	93
Figura 4.100 - Fenda 3 depois da abertura de fenda.	93
Figura 4.101 - Fenda 1 esquerda antes da abertura de fenda	94
Figura 4.102 - Fenda 1 esquerda depois da abertura de fenda	94
Figura 4.103 - Diagrama força-deslocamento com reforço, com anotação dos deslocamentos para os quais surgiram as fendas	95
Figura 4.104 - Diagrama extensão-força proveniente dos extensómetros	95
Figura 5.1 - Geometria do modelo de elementos finitos	97
Figura 5.2 - Geometria do arco em 2D e local de aplicação de carga.....	97
Figura 5.3 - Malha sem reforço	98
Figura 5.4 - Malha com reforço	98
Figura 5.5 - Diagrama força-deslocamento do arco sem reforço	100
Figura 5.6 - Diagrama força-deslocamento, com reforço, CFRP 1.....	101
Figura 5.7 - Diagrama força-deslocamento, com reforço, CFRP 2.....	102
Figura 5.8 - Tensões em Z antes da rotura	103
Figura 5.9 - Tensões em Y antes da rotura	103
Figura 5.10 - Força nos cabos antes da rotura, sem interface	103
Figura 5.11 - Tensões em Z na rotura com deslocamentos ampliados e fendilhação.....	104
Figura 5.12 - Tensões em Z na rotura, com interface CFRP 1	104
Figura 5.13 - Linha de confiança do arco sujeito ao seu peso próprio (Viola et al. 2007)	105
Figura 5.14 - Linha de confiança do arco sujeito a uma carga uniformemente distribuída radialmente (Viola et al. 2007)	105
Figura 5.15 - Geometria da nova técnica de reforço 3D.....	106
Figura 5.16 - Geometria da nova técnica de reforço 2D.....	106
Figura 5.17 - Distribuição das forças nos cabos após aplicação do pré-esforço.....	107
Figura 5.18 - Tensões principais mínimas antes da aplicação do pré-esforço.....	107
Figura 5.19 - Tensões principais mínimas após a aplicação do pré-esforço	108
Figura 5.20 - Diagrama força-deslocamento, sem interface, com pré-esforço, CFRP 1	108
Figura 5.21 - Diagrama força-deslocamento, com interface, com pré-esforço, CFRP 1	109
Figura 5.22 - Diagrama força-deslocamento, sem interface, com pré-esforço, CFRP 2	109
Figura 5.23 - Diagrama força-deslocamento, com interface, com pré-esforço, RCFRP	109
Figura 5.24 - Força nos cabos antes da rotura, com pré-esforço.....	110
Figura 5.25 - Força nos cabos após rotura, com pré-esforço.....	110
Figura 6.1 - Comparação do diagrama força-deslocamento dos dois arcos ensaiados	111

Índice de Tabelas

Tabela 3.1 - Propriedades do Material, Atena	37
Tabela 3.2 - Propriedades do Interface, Atena	38
Tabela 3.3 - Propriedades FRP, Atena	38
Tabela 3.4 - Características da geometria do arco da Universidade do Minho com base em (Sanchez 2007)	39
Tabela 3.5 - Caracterização Tijolo	41
Tabela 3.6 - Caracterização Argamassa	41
Tabela 3.7 - Caracterização interface tijolo-argamassa	41
Tabela 3.8 - Caracterização GFRP	41
Tabela 3.9 - Características da geometria do arco da Universidade do Minho com base em (Alecci, Focacci, et al. 2016)	45
Tabela 3.10 - Caracterização Tijolo	46
Tabela 3.11 - Caracterização Argamassa	46
Tabela 3.12 - Caracterização Interface	46
Tabela 3.13 - Caracterização FRP	46
Tabela 4.1 - Dimensões dos tijolos	51
Tabela 4.2 - Dimensões dos tijolos (continuação)	52
Tabela 4.3 - Resumo Peso Volúmico	54
Tabela 4.4 - Módulo de Elasticidade	56
Tabela 4.5 - Resumo tração por flexão	57
Tabela 4.6 - Resumo ensaio da argamassa à compressão	58
Tabela 4.7 - Módulo de Elasticidade	58
Tabela 4.8 - resumo do ensaio de tração uniaxial do CFRP	60
Tabela 5.1 - Geometria do arco	98
Tabela 5.2 - Caracterização Tijolo	99
Tabela 5.3 - Caracterização Argamassa	99
Tabela 5.4 - Caracterização Interface tijolo-argamassa	99
Tabela 5.5 - Caracterização FRP	100
Tabela 5.6 - Força máxima resistente de cada fio	106
Tabela 5.7 - Pré-esforço aplicado em cada fio de cada modelação com reforço por pré-esforço	107

Lista de siglas e símbolos

Siglas

FRP - Fiber Reinforced Polymer

GFRP - Glass Fiber Reinforced Polymer

CFRP - Carbon Fiber Reinforced Polymer

PBO - Polybenzoxazole

FRCM - Fabric Reinforced cementitious mortar

FPS - Fotogramas por segundo

C.I. - Com elementos de propriedade de interface

S.I. - Sem elementos de propriedade de Interface

LVDT - Linear variable differential transformer

Símbolos

$f_c^{'ef}$ - Tensão efetiva de resistência à compressão

$f_t^{'ef}$ - Tensão efetiva de resistência à tração

E_c - Módulo de elasticidade secante

ε_c - Extensão de rotura à compressão

ε_t - Extensão de rotura à tração

ε_d - Extensão última à compressão

ε_o - Extensão última à tração

σ - Tensão normal

σ_t^{ef} - Tensão efectiva à tração

σ_c^{ef} - Tensão efectiva à compressão

G_f - Energia de fratura

τ - Tensão resistente ao corte

c - Coesão

ϕ - Ângulo do coeficiente de atrito

K_{nn} - Rigidez inicial normal

K_{tt} - Rigidez inicial ao corte

G - Módulo de torção

μ - Coeficiente de Poisson

ρ - Massa volúmica

V_{nu} - Volume real

V_{gu} - Volume aparente

V_{vu} - Volume de vazios

f - Resistência à flexão

1. Introdução

As construções de alvenaria estão presentes em todas as cidades da Europa e espalhadas pelo resto do mundo. Todos os centros históricos das grandes cidades europeias possuem um grande património de estruturas de alvenaria. E em todas as grandes cidades europeias existem arcos de alvenaria, deixados ao longo dos anos por todas as civilizações que nos antecederam. Muitos deles ruíram com o passar dos tempos, outros ainda se encontram em utilização. Podemos encontrar arcos e cascas de alvenaria em Basílicas, pontes, aquedutos, habitações, entre outras construções. Muitos destes arcos ainda se encontram em serviço nos dias de hoje. No entanto, nem todos foram corretamente preservados e muitos deles, nomeadamente em pontes, viram a sua carga diária de utilização aumentada, devido ao aumento do tráfego rodoviário e ferroviário dos dias de hoje. Apesar disto, a sua capacidade de carga manteve-se inalterada, sendo, por vezes um perigo para os utilizadores. Como tal, o reforço estrutural é uma necessidade.

1.1. Objetivos e Metodologia

O objetivo desta tese é estudar o reforço de arcos de alvenaria reforçados com TRM (Textile Reinforced Mortar). Para tal, começou-se por modelar em um programa de elementos finitos, denominado ATENA 3D, diversos ensaios experimentais de arcos de alvenaria, com reforço e sem reforço, realizados por outros autores, nomeadamente, alguns ensaios realizados na Universidade de Florença e na Universidade do Minho. No final, foram modelados no ATENA 3D os ensaios realizados, assim como um pequeno estudo paramétrico com outras possíveis técnicas de reforço. Construíram-se cinco arcos de alvenaria de tijolo, tendo sido ensaiado um arco de referência que não foi reforçado e um outro que foi reforçado com TRM pelo seu exterior. Os arcos foram ensaiados de forma idêntica a outros trabalhos encontrados na literatura, ou seja, carregando o arco com incrementos de deslocamento a um quarto de vão do arco. As propriedades dos materiais utilizados nestes arcos, foram caracterizadas, usando as respetivas normas europeias.

1.2. Organização

Esta dissertação está organizada em sete capítulos. No primeiro capítulo é feita uma introdução ao problema e à metodologia que será adotada em busca de bons resultados. O segundo capítulo consiste no estado de arte da história e da teoria inerente aos arcos de alvenaria, até aos dias de hoje. Este, começa por um breve resumo da história das construções de alvenaria e os seus materiais constituintes. De seguida, fala-se da história dos arcos de alvenaria, desde a sua primeira definição documentada, feita por Leonardo da Vinci, até às teorias de estática dos arcos de alvenaria mais recentes. E acaba, com a introdução dos métodos de reforço de arcos de alvenaria com FRP, assim como a teoria por detrás destes, proveniente dos trabalhos da Universidade de Florença e da Universidade do Minho. No terceiro capítulo, é efetuada uma introdução ao software utilizado para efetuar as análises numéricas, assim como um resumo de algumas propriedades do programa e seus métodos de resolução. No quarto capítulo são apresentados os ensaios experimentais realizados, desde a metodologia, à caracterização dos materiais, acabando nos ensaios e sua análise. No quinto capítulo é apresentada a modelação numérica dos ensaios dos arcos de alvenaria ensaiados neste estudo. No sexto capítulo é feita uma análise e comparação, entre os resultados obtidos nos ensaios e a modelação numérica efetuada. Por fim, no sétimo capítulo retiram-se conclusões e recomendações para trabalhos futuros.

2. Estado de Arte

Este capítulo tem como objetivo elucidar o leitor relativamente à história das construções de Alvenaria e à importância do arco nestas. Pretende-se explicar a estática dos arcos e quais os seus pontos fracos e fortes de maneira a perceber melhor o seu comportamento. Neste sentido, apresentam-se alguns estudos efetuados sobre arcos de alvenaria não reforçados. Para finalizar, apresentam-se alguns trabalhos de investigação realizados em arcos de alvenaria com reforço.

2.1. Construções de Alvenaria

As primeiras construções de Alvenaria de que há registo, datam 8000 anos atrás e estas comprovam a evolução da humanidade na construção de abrigos cada vez mais seguros e duradouros. As construções iniciais, nos tempos da idade clássica eram construídas com grandes blocos de pedra sem o uso de ligante, ou seja, as pedras eram talhadas e encaixadas entre elas de maneira a criar uma estrutura coesa. Estas estruturas são denominadas de Alvenaria ciclópica. Esta técnica foi usada durante muitos anos e foi usada na construção de templos gregos como a Acrópole de Atenas e mais tarde, usado no império romano como o Coliseu de Roma. A escassez de rochas na zona mesopotâmica aguçou o engenho destas civilizações, criando os primeiros tijolos de argila cozidas a exposição solar. Tijolos estes, com fracas características mecânicas, não proporcionando a longevidade pretendida. Mais tarde apareceram os tijolos cozidos no forno, que por sua vez, possuíam boas características mecânicas. Assim, o tijolo passou a ser um elemento estrutural importante na construção de edifícios, permanecendo na nossa cultura e património até aos dias de hoje.

As argamassas foram descobertas um pouco depois, tendo sido usadas primeiramente pelos egípcios. Os egípcios criaram a primeira argamassa à base de lama e argila, criando uma espécie de barro, e mais tarde adicionaram o ligante de cal à mistura. Por esta altura, já os antigos persas usavam o betume. A descoberta da cal pelos etruscos foi fundamental na evolução da Alvenaria. Estes descobriram que o calcário aquecido transformado em cal aérea misturado com água criava uma argamassa, que através da carbonatação, endurecia ao longo dos tempos. Mais tarde viria se a descobrir que ao juntar cinzas pozolânicas, as cinzas reagiam com o hidróxido de cálcio na presença de água, criando uma argamassa mais resistente, que poderia ser usada em construções dentro de água. A primeira vez que há registo do uso de argamassas pozolânicas foi através dos Romanos, que desenvolveram as suas argamassas com um grande nível de rigor e desempenho. Os Romanos aperfeiçoaram estas argamassas de tal maneira, que já dispunham de um reportório de vários tipos de argamassas com diferentes tipos de enrocamento para os diferentes tipos de estruturas (Como 2016).

2.1.1. Alvenaria

Ao longo dos tempos foram usados vários tipos de blocos na alvenaria, desde rochas irregulares a rochas talhadas, de tijolos de adobe a tijolos cerâmicos entre outros. De seguida, está resumido os vários tipos de alvenaria:

- Alvenaria regular de tijolo
- Alvenaria de pedra regulares
- Alvenaria de pedra e tijolo misturado
- Alvenaria de pedras irregulares

2.1.2. Tijolos

Os tijolos cerâmicos têm como matérias primas na sua consistência: a argila, o xisto, a ardósia macia e o silicato de cálcio. Estas matérias primas ao serem aquecidas no forno, endurecem, tornando-se mecanicamente mais resistentes. Quanto melhor for a cozedura dos tijolos melhor as suas características mecânicas. A grande maioria dos tijolos são fabricados através do processo de extrusão. Processo este que consiste em “empurrar” a pasta aquecida por um molde, de modo a que esta pasta adquira a forma do tijolo pretendida. Quando o comprimento do tijolo moldado é o pretendido, este é cortado e seco, originando um tijolo. E desta maneira consecutivamente são feitos os Tijolos.

2.1.3. Argamassa

A argamassa é uma pasta trabalhável usada para ligar os blocos de alvenaria, esta deve preencher os vazios entre os blocos de modo a criar uma estrutura coesa. As argamassas tipicamente consistem numa mistura de agregado, ligante e água. Com o passar do tempo esta mistura vai retraindo, perdendo alguma água da sua mistura inicial. À medida que a argamassa retrai, a resistência mecânica desta aumenta, até que após 28 dias atinge um patamar. Patamar este, que será a resistência mecânica da argamassa a longo prazo.

2.1.4. FRP

O FRP (Fiber Reinforced PolYmer) é um material compósito feito de uma matriz de polímero reforçada com fibras. As fibras costumam ser de vidro, carbono ou basalto. Este material com o passar dos anos tem ganho estatuto no mundo da engenharia civil na área do reforço estrutural. O FRP é um material com uma resistência à tração muito elevada, que pode complementar a falta de resistência à tração da maioria dos materiais usados na construção civil, como o betão, o tijolo e a argamassa, e tornar uma estrutura frágil numa estrutura dúctil. Este material é muito leve, o que torna a sua aplicação e transporte fácil de manusear. Apesar das vantagens do material, este tem algumas desvantagens, como a falta de resistência a altas temperaturas, preço elevado, e a dificuldade de uma boa ligação na interface FRP com outro material.

2.2. Arcos de Alvenaria

2.2.1. História dos arcos de Alvenaria

Um arco de Alvenaria é um elemento estrutural curvo que vence um determinado vão. Este é capaz de sustentar cargas unicamente em virtude de compressões. É uma estrutura cuja a geometria, mostra melhor que outro, a ingenuidade das construções de alvenaria. Quando se constrói um arco de alvenaria circular, os blocos individuais da alvenaria têm de ser colocados de maneira a que as juntas fiquem radiais com o centro do arco de modo a prevenir o escorregamento por esforço transversal. No entanto, os primeiros arcos não foram circulares, pois, as civilizações antigas primeiramente aprenderam a construção dos chamados “falsos arcos”, como os encontrados na arqueologia da civilização grega antiga. Os “falsos arcos” são uma construção de várias filas de alvenaria desenquadradas verticalmente, onde na zona do vão a vencer, se coloca uma pedra triangular, como mostra a Figura 2.1.



Figura 2.1 - Falso arco (Como 2016)

Estes “falsos arcos” funcionam apenas através do equilíbrio de forças horizontais e do atrito entre os blocos, tendo um comportamento bem diferente dos verdadeiros arcos de alvenaria. Os verdadeiros arcos de alvenaria apareceram pela primeira vez nos edifícios da civilização soméria, no entanto, só os Etruscos é que passaram a utilizar os arcos de alvenaria sistematicamente. Um exemplo perfeito disso, é o arco presente na entrada de Volterra, que data quatro séculos antes do aparecimento de Cristo, como se pode ver na Figura 2.2. Nesta Figura é possível de reparar no alinhamento perfeito das juntas radiais que constituem o arco.



Figura 2.2 - Arco Volterra (Como 2016)

Mais tarde os romanos fizeram do arco de alvenaria uma estrutura quase sempre presente nas suas construções, mais particularmente o arco circular, que pode ser avistado na maioria das construções romanas, como aquedutos, pontes, coliseus, entre outros. A Figura 2.3 mostra a ponte melhor preservada de Roma que data o primeiro século antes de cristo, a ponte Fabricius.



Figura 2.3 - Ponte Fabricius

Nos dias de hoje a maioria das pontes são construídas em betão e aço. No entanto existem ainda muitas pontes de alvenaria ao longo de toda a Europa. Desde vãos de 3 m a vãos de 100 m. Como exemplo de uma ponte de alvenaria com um grande vão, temos a ponte Plauen com um vão de 90 m, construída em 1905 na Alemanha, que se encontra na Figura 2.4.



Figura 2.4 - Ponte Plauen (Como 2016)

No entanto, pontes com vão desta dimensão são raras ao longo da Europa, sendo mais comuns pontes com vãos entre 3 a 6 m. Pontes, essas que ainda se encontram em uso nos dias de hoje. Estas, são usadas em vias ferroviárias e rodoviárias (Como 2016).

2.2.2. Teoria dos Arcos de Alvenaria

A primeira definição mecânica de um arco foi formulada pela primeira vez por Leonardo da Vinci. De acordo com a definição deste, reportada por Marcolongo (1937): “[Um arco não é nada mais do que uma força causada por duas fraquezas, a construção de um arco é composta por dois quartos de círculo, cada um dos quais, sendo por si só muito fraco, tem a tendência de cair um sobre o outro. Esta tendência opõe-se mutuamente, tornando as duas fraquezas em uma força]”. Leonardo para além da definição de arco, projetou um aparelho capaz de medir a confiança lateral dos arcos de alvenaria, como mostra o esboço da Figura 2.5, retirada do livro Forster Codex por Benvenuto (1991).

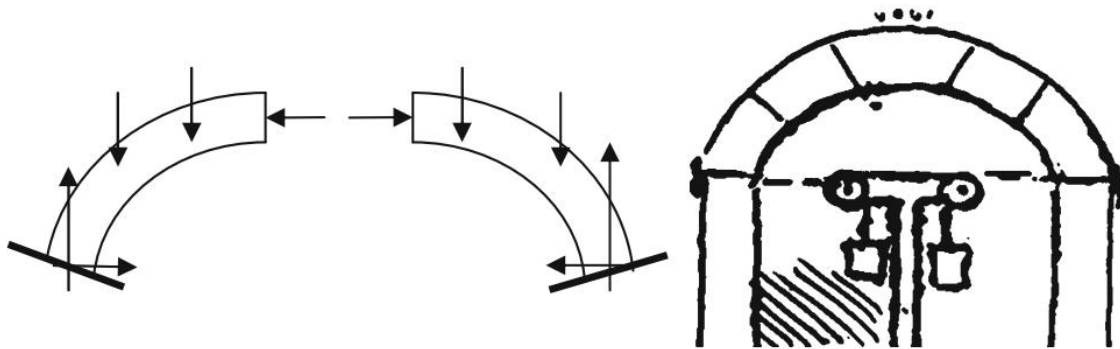


Figura 2.5 - Forster Codex (Como 2016)

Mais tarde, a pesquisa feita por Robert Hooke na Universidade de Cambridge, levou este à formulação do modelo resistente de um arco. Em 1675 Hooke apercebeu-se da importância da catenária, para o estudo do equilíbrio dos arcos de alvenaria. Este anunciou a sua descoberta em um anagrama, para garantir os seus direitos de autor: “... ut pendet continuum flexile, sic stabit contiguum rigidum inversum...” significando “... como se pendura um cabo flexível, ao invertê-lo, assim se mantém um arco rígido”. A sua descoberta marcou o início da disciplina da estática dos arcos de alvenaria. Usando o conceito da curva funicular invertida, este permitiu grandes avanços no estudo dos comportamentos dos arcos de alvenaria.

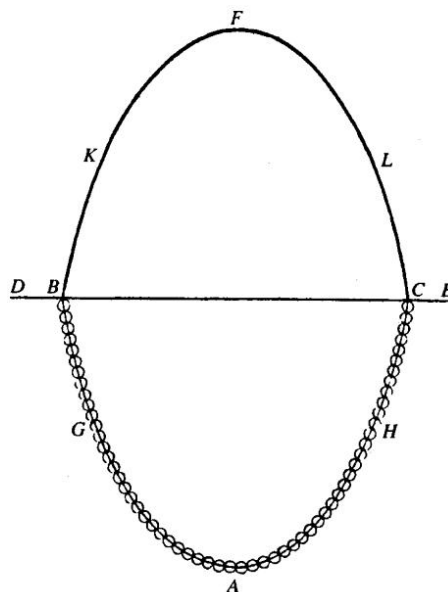


Figura 2.6 - Catenária (Como 2016)

A configuração assumida por uma corrente apenas sujeita à força gravítica presa em cada uma das suas extremidades, B e C, é representada por a catenária, também chamada de “chainette”. A propriedade mais importante da catenária é que em qualquer ponto G ao longo da curva, a resultante vetorial das forças aplicadas na corrente à esquerda do ponto G (que são representadas pela resultante do peso da catenária entre os pontos B e G em conjunto com a reação do ponto B), passam precisamente no ponto G e são tangente a este (Como 2016).

2.2.2.1. Polígono Funicular

O polígono funicular é uma ferramenta muito utilizada na análise de arcos. A Figura 2.7 mostra três forças paralelas, w_1 , w_2 e w_3 que correspondem a três pesos de uma ponte, juntamente com duas forças de reação, R_1 e R_2 .

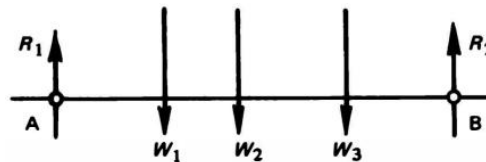


Figura 2.7 - Esquema vetorial de forças (Heyman 1982)

O sistema de equilíbrio pode ser escrito como:

$$W_1 + W_2 + W_3 = R_1 + R_2 \quad (2.1)$$

Se as forças W estiverem a atuar num cabo deformável, a forma do cabo é facilmente descoberta graficamente, através de vetores, como na Figura 2.8.

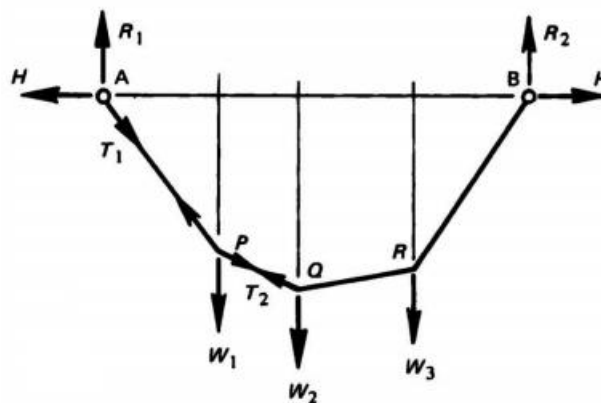


Figura 2.8 - Forças suspensas (Heyman 1982)

Assumindo que a força horizontal H é conhecida, então é possível desenhar um triângulo de forças, onde é possível observar a inclinação do trecho AP do cabo (Figura 2.9).

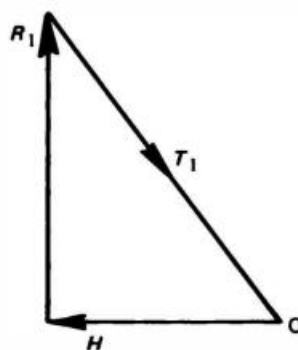


Figura 2.9 - Triângulo de forças trecho AP (Heyman 1982)

O trecho PQ do cabo está sujeito à mesma força horizontal H e a uma força Vertical $R_1 - W_1$ formando o triângulo de forças da Figura 2.10, onde se pode constatar a tensão T_2 .

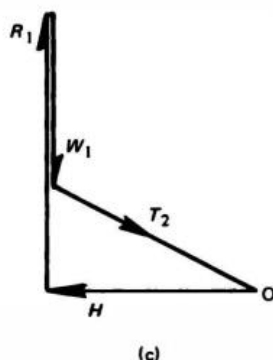


Figura 2.10 - Triângulo de forças trecho PQ (Heyman 1982)

Continuando os desenhos dos triângulos de forças, estes podem ser combinados e a Figura 2.11, mostra o polígono funicular completo, correspondente às cargas w_1 , w_2 e w_3 e as reações R_1 e R_2 . Neste caso particular em que as cargas são paralelas, a força do polígono é representada pela linha vertical à esquerda, em conjunto com a linha horizontal, que representa a componente vetorial H da tensão do cabo.

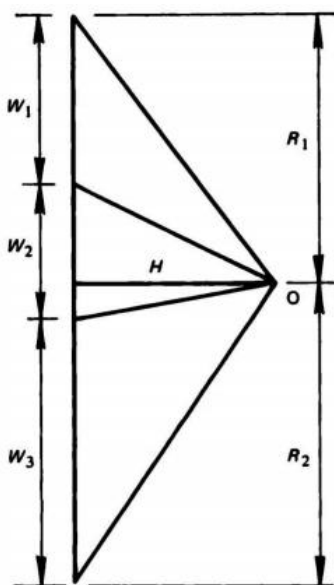


Figura 2.11 - Polígono Funicular (Heyman 1982)

A Figura 2.11 vectorialmente, satisfaz a equação de equilíbrio (2.1). O ponto O do polígono funicular é traçado a uma distância vetorial H , da linha vertical à esquerda, e as linhas radiais do ponto O representam as inclinações dos vários trechos ao longo do cabo.

Os problemas de um cabo suspenso a comparar com um arco, do ponto de vista da estática, são os mesmos. Se formos a ver vectorialmente a Figura 2.12, esta corresponde exatamente à Figura 2.8 e 2.11, no entanto em vez de um sistema equilibrado devido a esforços de tração no cabo, temos um sistema equilibrado devido a esforços de compressão. Este equilíbrio vetorial de forças à compressão corresponde ao denominado polígono funicular. O polígono Funicular APQRB corresponde à linha de confiança de um arco sujeito às cargas w_1 , w_2 e w_3 . A espessura do arco em torno da linha funicular é o que confere estabilidade a este.

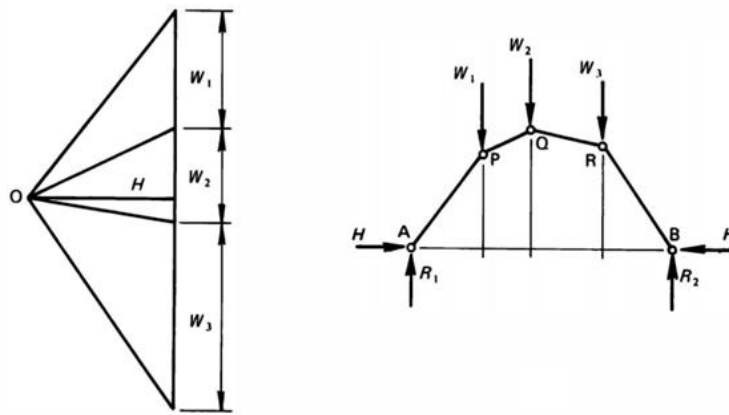


Figura 2.12 - Forças à compressão (Heyman 1982)

2.2.2.2. Arco com três rótulas

A linha média de um arco é representada na Figura 2.13. De notar, que nem o arco, nem o carregamento, tem de ser simétricos. As duas metades do arco estão ligadas entre elas assim como nos apoios, através de rótulas circulares. Podemos considerar este arco como uma forma estrutural perfeita em que as reações nos apoios A e B são determinadas dependentemente das forças atuantes e vice-versa. Ou seja, é uma estrutura isostática. De notar que estes apoios se encontram fixos.

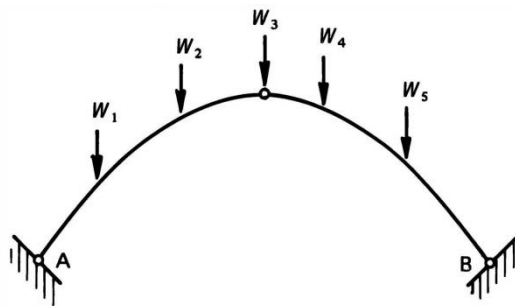


Figura 2.13 - Arco com três rótulas e a sua linha média (Heyman 1982)

No entanto em vez de resolvermos o equilíbrio de momentos e forças matematicamente, vamos descobrir os esforços graficamente, utilizando o polígono funicular. Colocando os vetores do polígono funicular no arco com três rótulas, criamos a linha de confiança. A linha de confiança tem de passar pelas três rótulas como a Figura 2.14.

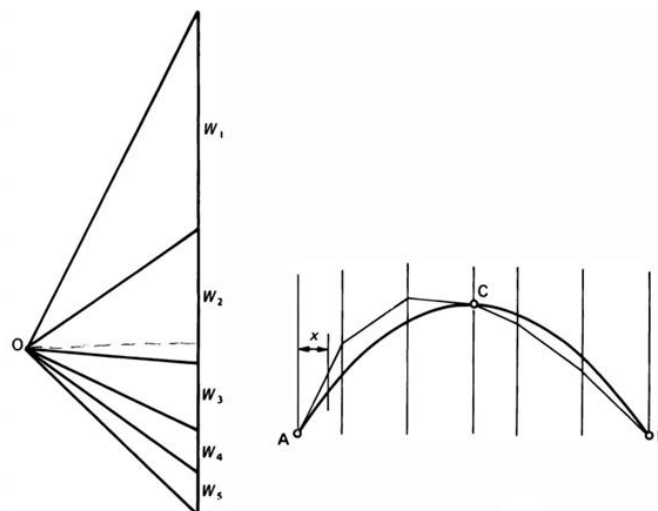


Figura 2.14 - Linha de confiança (Heyman 1982)

É de notar que a linha de confiança apenas coincide com a linha média do arco, nas três rotulas descritas anteriormente.

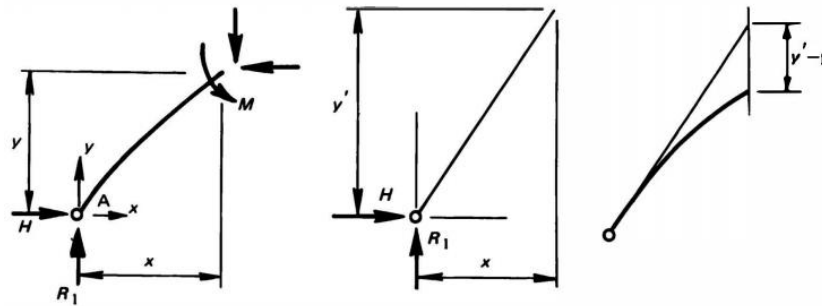


Figura 2.15 - Equilíbrio de esforços (Heyman 1982)

Na Figura 2.15 à esquerda, o arco foi cortado a uma distância horizontal x do apoio A, e a força vertical e horizontal em conjunto com o momento M , proporcionam o equilíbrio neste trecho. Este momento pode ser escrito como:

$$M = -Hy + R_1x \quad (2.2)$$

Ou ajustando:

$$M = H \left(\frac{R_1x}{H} x - y \right) \quad (2.3)$$

A Figura 2.15 no centro, mostra a porção equivalente do momento na linha de confiança e $\frac{R_1x}{H}$ corresponde à ordenada marcada como y' . A Figura 2.15 à direita, mostra a linha média do arco assim como a linha de confiança. O momento M no trecho de arco é igual ao vetor horizontal H multiplicado pela distância vertical entre a linha média e a linha de confiança.

Esta característica do arco com três rotulas, foi demonstrada apenas para um trecho do arco, no entanto esta propriedade verifica-se em qualquer trecho ao longo do arco. A distância vertical entre a linha média do arco e a linha de confiança do arco, permite determinar o momento fletor. No entanto, tendo em conta que uma rótula não tem a capacidade de transmitir momento fletor, a linha de confiança tem obrigatoriamente de passar nos pontos A, B, e C.

Na Figura 2.14 à direita, é possível de observar que o momento fletor na parte esquerda do arco é de sinal contrário ao do momento fletor na parte direita do arco (de notar que as cargas w_1 e w_2 são bem superiores às restantes). Isto pode ser demonstrado com um exemplo simples, como o mostrado na Figura 2.16, que consiste num arco carregado singularmente na sua quarta parte de vão. A linha de confiança vai corresponder a duas linhas retas, onde é visível a troca de sinal na rótula a meio vão.

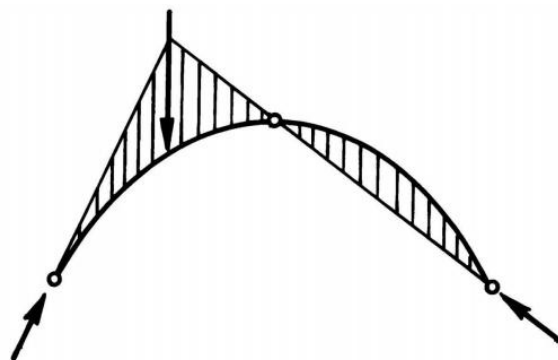


Figura 2.16 - Linha de confiança de um arco carregado a um quarto de vão (Heyman 1982)

2.2.2.3. A regra do meio da terça parte

A Figura 2.17, mostra o mesmo carregamento aplicado no arco do capítulo anterior, no entanto, agora temos um arco de alvenaria com uma determinada espessura.

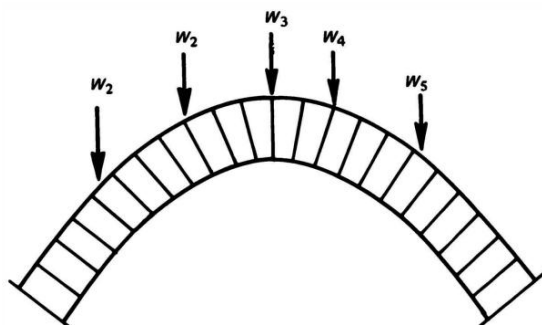


Figura 2.17 - Arco de alvenaria sujeito a forças verticais (Heyman 1982)

A linha média é a mesma que a do exemplo anterior, e a Figura 2.18 mostra a linha de confiança desenhada dentro da secção do arco. Há que ter em conta que esta linha de confiança, está de acordo com as cargas aplicadas no arco e com o respetivo polígono funicular.

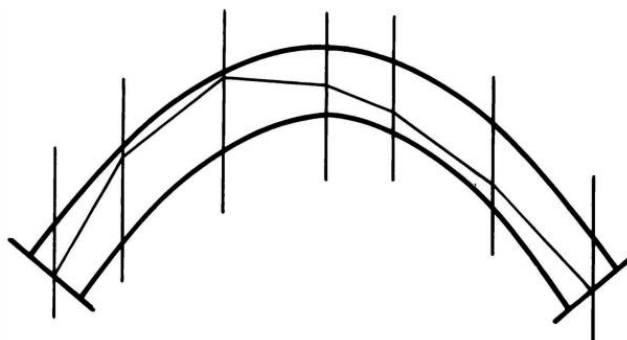


Figura 2.18 - Linha de confiança desenhada na espessura do arco (Heyman 1982)

A linha de confiança garante o equilíbrio do arco. Se o arco for cortado em qualquer ponto, por exemplo, entre dois tijolos de alvenaria, para se manter o equilíbrio, temos de aplicar uma força na direção tangente à linha de confiança. Foram feitos dois cortes na Figura 2.19, e para manter o equilíbrio foram adicionadas duas forças de equilíbrio, respetivas a cada corte. As forças ao longo do arco, entre tijolos, não são necessariamente normais às faces destes. Em vez disso, em cada nervura existe, uma força normal e uma tangencial. Se a força tangencial for grande o suficiente, esta pode causar o deslizamento entre tijolos.

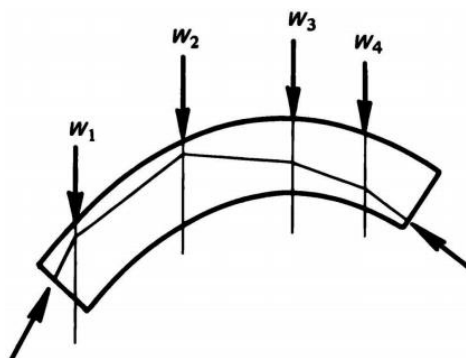


Figura 2.19 - Equilíbrio de forças da linha de confiança após cortes (Heyman 1982)

A mero título de exemplo, para melhor entender o comportamento estrutural, a Figura 2.20 à esquerda, ilustra um monte de pedras idênticas sobrepostas entre elas, sem argamassa na sua ligação. As pedras

estão suportadas por uma fundação rígida. Sobre as pedras encontra-se uma placa rígida, na qual é aplicada uma carga vertical. A carga é aplicada no centro da placa rígida, e assim segundo os teoremas elementares da elasticidade, as placas serão comprimidas de forma igual, e uma distribuição de tensão uniforme é transmitida às fundações, como na Figura 2.20 à direita.

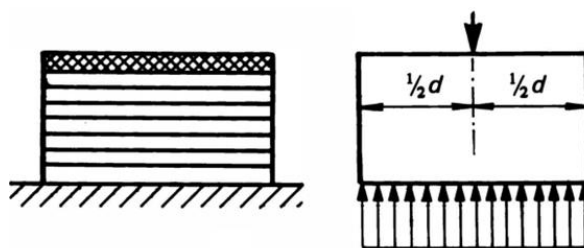


Figura 2.20 - Pedras sobrepostas submetidas a carga central (Heyman 1982)

Na Figura 2.21 à esquerda, a carga foi movida ligeiramente do centro, e a distribuição de tensão prevista pela teoria da elasticidade é mais uma vez ilustrada. A distribuição de tensões é linear, e quando a carga está no limite do “meio da terça parte” (Figura 2.21 no centro) as tensões no canto direito são nulas. Se a carga continuar a afastar-se do centro, como na Figura 2.21 à direita, as pedras sobrepostas continuam a ser uma “estrutura”, no sentido em que continuam a transmitir esforços. No entanto, se as pedras estão sobrepostas sem argamassa, são incapazes de transmitir esforços por tração. Sendo assim, na distribuição de tensões na Figura 2.21 à direita, é retirado as tensões de tração, pois, não existindo resistência a tração, as pedras terão a tendência de se separar.

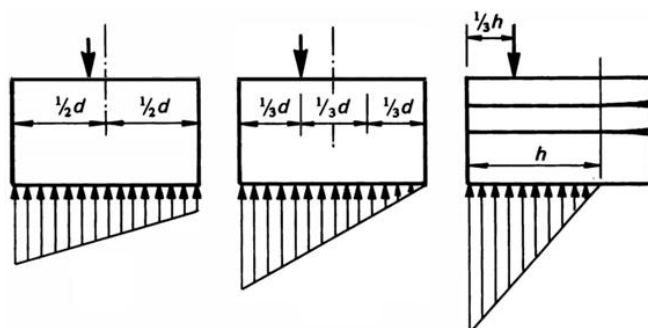


Figura 2.21 - Pedras sobrepostas submetidas a carga excêntrica (Heyman 1982)

Conclui-se que se a carga for aplicada dentro de uma certa região da secção, as tensões ao longo da secção serão apenas de compressão. Para uma secção retangular, a região tem uma altura de um terço da secção total. Se a secção tiver outra forma, então a região terá uma proporção diferente da secção total. Para o arco de alvenaria, é a região do meio da terça parte que é relevante, e a regra “do meio da terça parte” para alguns engenheiros do século XIX a XX, era o primeiro requisito de design de um arco, pois assim, os arcos encontram-se apenas sobre esforços de compressão. Na Figura 2.18, seria mais conservativo em termos de design, se a linha de confiança estivesse, não dentro da espessura do arco, mas sim dentro de uma espessura mais estreita, imaginária, como a da Figura 2.22. Estando a linha de confiança inserida no meio da terça parte da secção do arco, está satisfeita as condições de segurança deste.

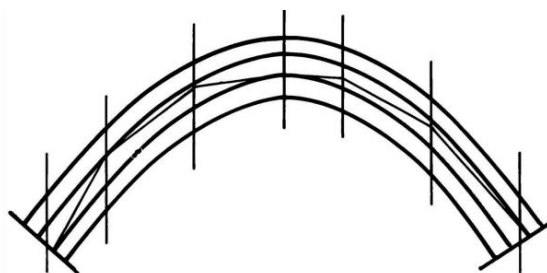


Figura 2.22 - Linha de confiança no meio da terça parte (Heyman 1982)

Assumindo que a alvenaria não tem resistência à tração, pois a sua resistência é realmente muito reduzida, um arco de alvenaria é mantido a funcionar em compressão, desde que a linha de confiança esteja mantida dentro da terça parte da secção interior do arco. O movimento da linha de confiança fora de esta secção interior, implica a formação de um momento fletor e a consequente fenda. Assim, a segurança só se mantém desde que a linha de confiança se encontre dentro da espessura do arco. Uma vez aumentada a carga, o desenvolvimento de fissuras levará à formação de uma rótula plástica localizada na extremidade da secção em causa, que poderá ser no extradorso ou intradorso do arco. Nisto, a formação sucessiva de rotulas plásticas, eventualmente levará à formação de um mecanismo, que levará o arco à sua rotura. Isto significa que para arcos com ausência de reforço, estes chegam à rotura quando existem rotulas plásticas suficientes para criar um mecanismo (Heyman 1982). Jacques Heyman, analisou todo o comprimento de um arco simétrico com uma força pontual, movendo-a ao longo do vão. E este concluiu, através do gráfico da Figura 2.23, que a zona mais frágil de um arco, para uma força vertical, é aproximadamente a um quarto de vão. Assim, se ensaiarmos arcos, com um deslocamento imposto a quarto de vão, significa que se fosse carregado noutra zona que não esta, o arco resistirá a uma força maior.

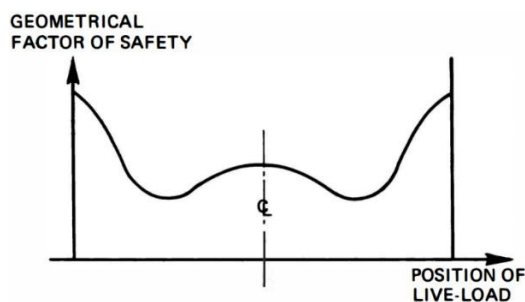


Figura 2.23 - Fator de segurança ao longo de um arco (Heyman 1982)

2.3. Reforço de Arcos de Alvenaria

Neste subcapítulo vão apresentar-se algumas técnicas de reforço de arcos de alvenaria com recurso a compósitos de FRP. Para o efeito, aptou-se por resumir as principais conclusões obtidas em dois trabalhos de investigação efetuados na Universidade do Minho e na Universidade de Florença.

2.3.1. Trabalho experimental realizado na Universidade do Minho (2010)

Na Universidade do Minho realizaram-se ensaios em arcos de alvenaria com recurso a múltiplas técnicas de reforço (Oliveira et al. 2010). Esta, reforçou os arcos pontualmente, no local de surgimento das fendas e pelo extradorso e intradorso. A existência de reforço por FRP, normalmente aplicado pelo extradorso, muda completamente o comportamento estrutural do arco de alvenaria. O FRP providência uma enorme capacidade flexível, devido à sua grande resistência à tração. Colocado em todo o intradorso ou extradorso do arco, permite prevenir o surgimento de uma rótula plástica, alterando o seu mecanismo de rotura. Para o arco sem reforço ilustrado na Figura 2.24, se este tivesse sido reforçado com FRP pelo o extradorso ou intradorso, apareceriam apenas duas rotulas plásticas junto aos apoios e uma terceira rotula plástica no lado onde se encontrasse o reforço. Assim, impedindo o surgimento da quarta rotula plástica, o arco torna-se numa estrutura isostática (Oliveira et al. 2010).

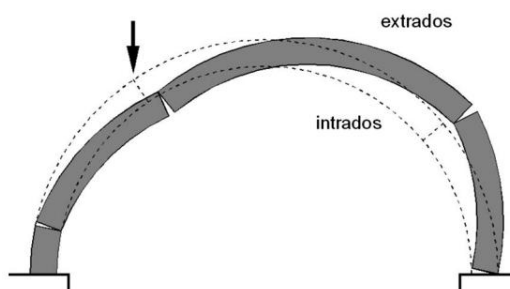


Figura 2.24 - Mecanismo de Rotura de um arco carregado verticalmente a um quarto de vão (Oliveira et al. 2010)

Devido à elevada resistência a tração do FRP, as tensões à compressão na alvenaria podem agora assumir valores maiores. Assim, o esmagamento da alvenaria pode ser considerado como modo de rotura. O afastamento da linha de confiança em relação à linha média do arco, implica o desenvolvimento de tensões de corte na alvenaria, logo, a rotura por esforço transversal ao longo de uma junta poderá também ocorrer. Ao aplicar carga a um quarto de vão de um arco reforçado pelo intradorso, ocorrem tensões normais na interface arco-FRP, que poderão levar ao descolamento da fibra da alvenaria. O descolamento da fibra por tensões de corte, costuma ser negligenciado, porque as tensões tangenciais que ocorrem na interface alvenaria-FRP são muito reduzidas (Valluzzi 2001). A rotura por tração do FRP é pouco provável de ocorrer, pois, a fibra possui uma enorme resistência à tração, que por vezes, é centenas de vezes maior que a resistência da alvenaria à compressão (Oliveira et al. 2010).

Com o objetivo de replicar os tradicionais arcos de alvenaria, foram utilizados tijolos cerâmicos maciços e argamassa à base de cal para a construção destes. Foram construídos 12 arcos à escala 1:2 com o objetivo de poupar material, acelerar o processo de construção e obter uma configuração de ensaio mais fácil de controlar. Os arcos possuem um vão de 1,5 m. Estes, foram reforçados com uma malha de fibra de vidro em vez de uma de fibra de carbono, pois, para além de ser mais barata, a fibra de vidro tem mostrado melhores resultados com alvenaria. A fibra de carbono possui um módulo de elasticidade maior e uma tensão de rotura maior comparada com a fibra de vidro, no entanto, a fibra de vidro possui uma maior ductilidade. Foram ensaiados quatro tipos diferentes de arcos, dois sem reforço, dois com reforço local (após a abertura de fendas, ou seja, o arco LS1 é o arco US1 e o arco LS2 é o arco US2), quatro com reforço pelo intradorso e quatro com reforço pelo extradorso (estes sem danos prévios), como mostra a Tabela da Figura 2.25.

Strengthening arrangement	Specimen	Strengthening width (mm)
Unstrengthened	US1	0
	US2	0
Localized strengthening	LS1	2 × 80
	LS2	2 × 80
Continuous strengthening (intrados)	CSI1	2 × 50
	CSI2	2 × 50
	CSI3	2 × 50
	CSI4	2 × 50
Continuous strengthening (extrados)	CSE1	2 × 50
	CSE2	2 × 50
	CSE3	2 × 80
	CSE4	2 × 80

Figura 2.25 - Largura de banda de GFRP nos arcos construídos (Oliveira et al. 2010)

A aplicação do reforço foi feita do seguinte modo:

1. Alisamento da superfície do arco, eliminando excessos de argamassa, para garantir uma boa aderência.
2. Aplicação de primário, indicado para resina epoxy, na superfície de alvenaria, seguido de um período de espera até alcançar a viscosidade pretendida.
3. Aplicação de massa de preenchimento para garantir a planeza da superfície.
4. Aplicação da primeira camada de resina epoxy na superfície.
5. Aplicação da fibra de vidro (GFRP) com espessura de 0.149 mm ao longo de toda a superfície do arco a reforçar.
6. Aplicação da segunda camada de resina epoxy de modo a cobrir a fibra de vidro.

Os arcos foram ensaiados duas semanas após a sua construção, com incrementos de deslocamento a um quarto de vão de cerca de 3 µm/s. Assim, com recurso a uma célula de carga, obtém-se o diagrama força-deslocamento resultante da reação dos arcos a estes incrementos.

Após os ensaios, os arcos sem reforço, demonstraram o típico mecanismo de quatro rotulas plásticas, como mostra a Figura 2.26. A numeração na imagem mostra a ordem de formação destas rótulas plásticas.

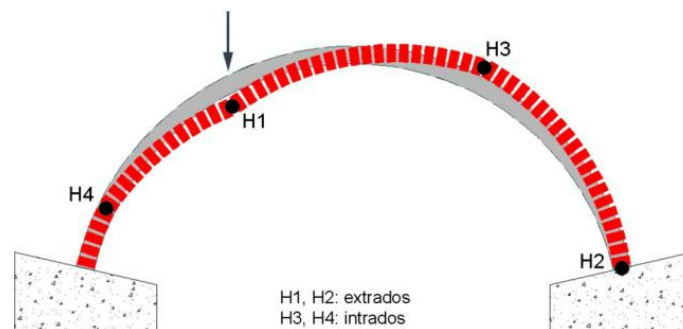


Figura 2.26 - Mecanismo de Rotura (Oliveira et al. 2010)

A perda de capacidade resistente do arco US1 e do arco US2 ocorreu logo após atingir a carga máxima. A diferença entre os diagramas na Figura 2.27, deve-se possivelmente a diferentes resistências à tração da argamassa.

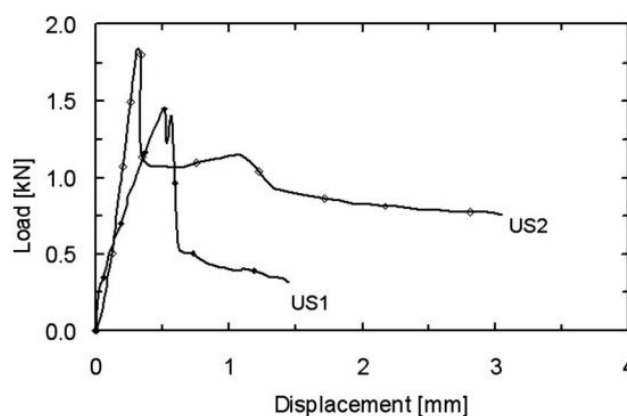


Figura 2.27 - Diagrama Força-deslocamento dos arcos sem reforço (Oliveira et al. 2010)

Uma vez que o colapso dos arcos US1 e US2 ocorreu de forma controlada. Foi colocado reforço localmente, nas rótulas H1, H3 e H4 como mostra a Figura 2.28. Ficando agora estes arcos com a nomenclatura de LS1 e LS2. O mecanismo de rotura alterou-se, tendo prevenido a reabertura de fendas nos locais reforçados, no entanto, não foi possível impedir o surgimento do mecanismo de quatro rótulas plásticas como mostra a Figura 2.28.

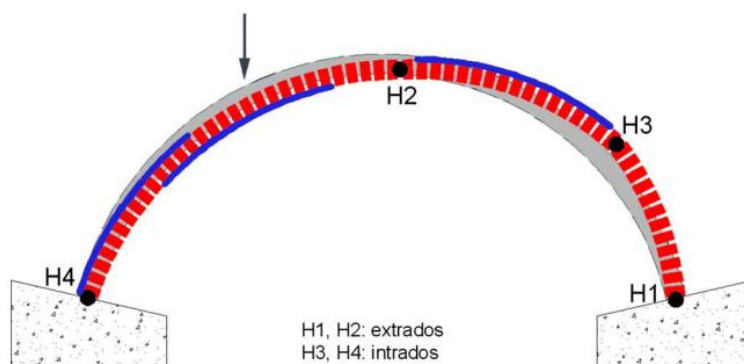


Figura 2.28 - Mecanismo de Rotura do reforço local (Oliveira et al. 2010)

Analisando os gráficos força-deslocamento da Figura 2.29, comparativamente aos gráficos anteriores, conclui-se que a carga de rotura aumentou. No entanto, os arcos LS1 e LS2 mantiveram o comportamento frágil. Conclui-se, que o reforço local não é o mais apropriado uma vez que ao impedir a abertura de fendas nos locais previstos, a distribuição de tensões ao longo do arco acaba por encontrar novos pontos de rotura.

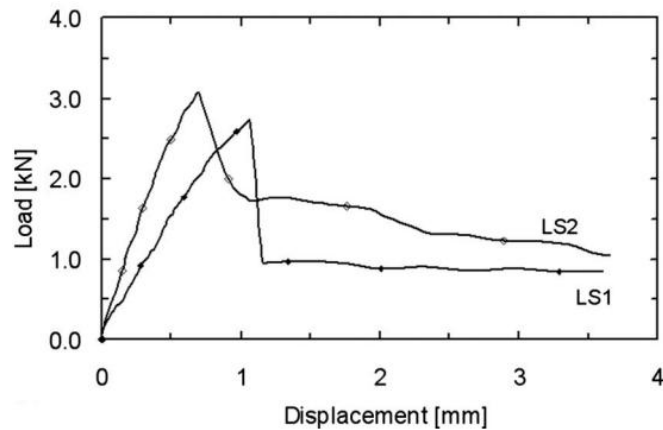


Figura 2.29 - Diagrama Força-Deslocamento dos arcos reforçados localmente (Oliveira et al. 2010)

Para os arcos com reforço contínuo por extradorso ou intradorso, espera-se um mecanismo de colapso em que a quarta rótula plástica seja impedida de aparecer. Os arcos com reforço contínuo por intradorso obtiveram um mecanismo de rotura como o da Figura 2.30. Foram formadas duas rótulas plásticas junto aos apoios, e uma terceira rótula plástica apareceu no quarto de vão oposto ao do carregamento. A rotura aconteceu devido à abertura de três rótulas plásticas, juntamente com o descolamento da fibra de vidro no local onde é aplicada a força.

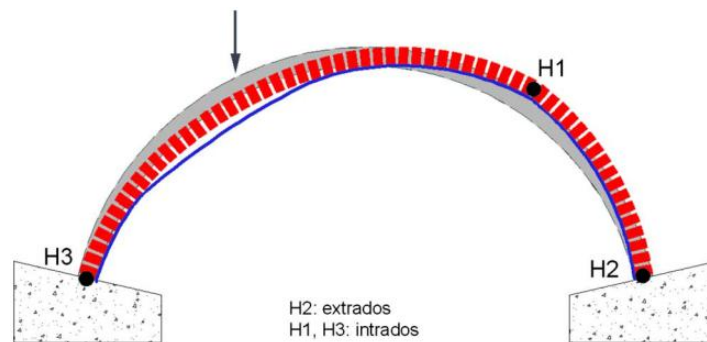


Figura 2.30 - Mecanismo de Rotura do arco reforçado pelo intradorso (Oliveira et al. 2010)

De notar que os arcos CSI3 E CSI4 ao contrário de os arcos CSI1 E CSI2, tiveram ancoragens no intradorso do arco, a ligar a alvenaria à fibra de vidro de modo a impedir a descolagem desta. Com base nos diagramas força-deslocamento das Figuras 2.31 e 2.32, conclui-se que, as ancoragens ajudaram a atrasar a descolagem da fibra e permitiram ao arco um comportamento mais dúctil.

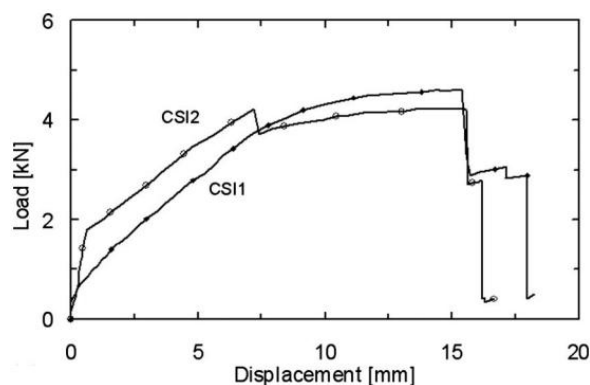


Figura 2.31 - Diagrama Força-Deslocamento sem ancoragem (Oliveira et al. 2010)

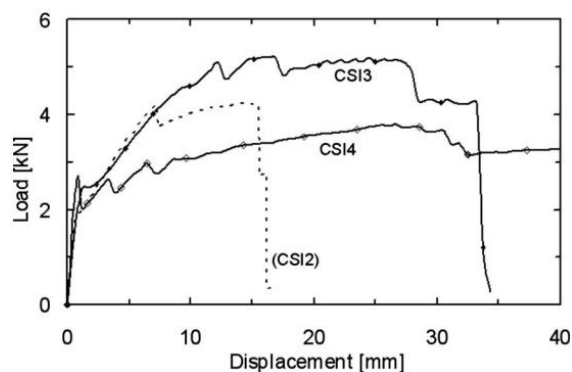


Figura 2.32 - Diagrama Força-Deslocamento com ancoragem (Oliveira et al. 2010)

Os arcos reforçados pelo extradorso tiveram um mecanismo de rotura composto por três rótulas plásticas. A primeira rótula plástica surge no local onde é aplicado a carga, e as outras duas apareceram junto aos suportes, como se pode evidenciar pela Figura 2.33. O modo de rotura é caracterizado pelo deslizamento de uma junta na alvenaria junto ao apoio da direita, devido a uma insuficiente resistência ao corte.

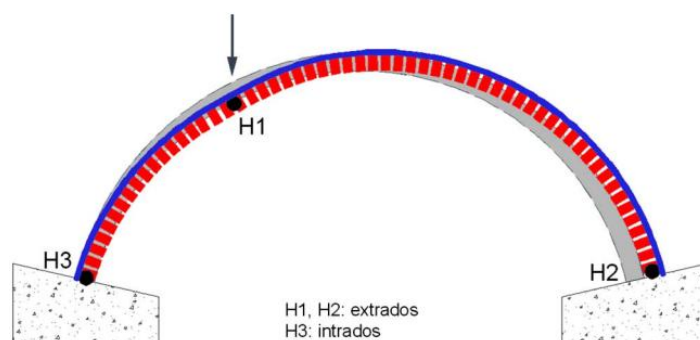


Figura 2.33 - Mecanismo de Rotura do arco reforçado no extradorso (Oliveira et al. 2010)

Analisando o gráfico força-deslocamento dos arcos reforçados pelo extradorso, conclui-se que de todos os métodos de reforço, este foi o que permitiu uma maior ductilidade. No entanto, não foi o que aguentou a maior carga. De notar, que apesar dos arcos CSE3 e CSE4 possuírem uma área de secção de fibra de vidro 60% maior, que os arcos CSE1 e CSE2, pouca diferença se notou entre estes. Ambos apresentaram mecanismos de rotura iguais e valores de carga máxima parecidos, como se pode constatar, comparando as Figuras 2.34 e 2.35.

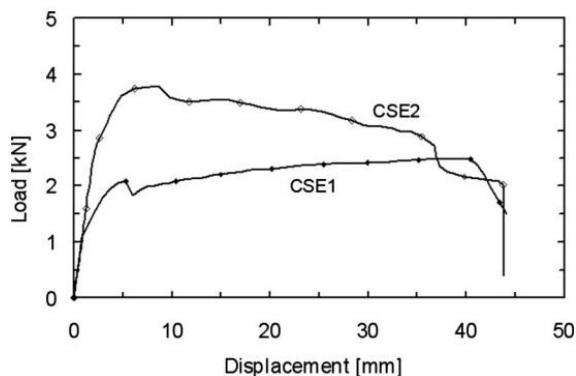


Figura 2.34 - Diagrama força-deslocamento com duas bandas de 50 mm de largura (Oliveira et al. 2010)

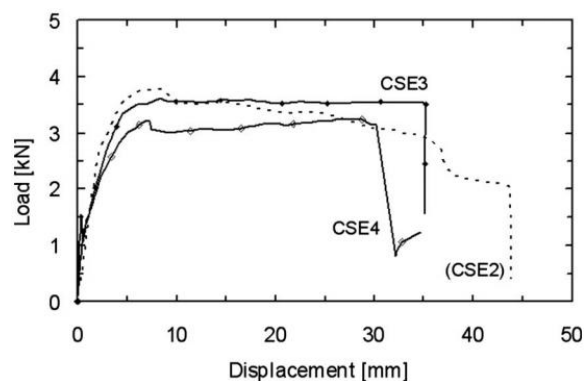


Figura 2.35 - Diagrama força-deslocamento com duas bandas de 80 mm de largura (Oliveira et al. 2010)

Na Figura 2.36, temos uma comparação entre os resultados obtidos nos diferentes ensaios com as diferentes técnicas de reforço. Consta-se que a técnica de reforço que permitiu maior carga de rotura foi o reforço contínuo por intradorso, e a que permitiu um maior deslocamento até à rotura foi o reforço contínuo por extradorso. Conclui-se, que a melhor técnica de reforço consiste no reforço contínuo pelo extradorso. Pois, para além da ductilidade que proporciona, não é necessário o recurso a ancoragens para colar a fibra à alvenaria, diminuindo assim o custo material e o custo de mão de obra, caso esta técnica de reforço seja aplicada.

Strengthening arrangement	Specimen	Maximum load (kN)	Average value (kN)	Strength increase (%)	Average sustained displacement (mm)
Unstrengthened	US1	1.43	1.68	—	0.45
	US2	1.92			
Localized strengthening	LS1	2.73	2.96	+76	0.89
	LS2	3.18			
Continuous strengthening (intrados)	CSI1	4.63	4.45	+165	15.50
	CSI2	4.26			
	CSI3	5.41			
	CSI4	3.81			
Continuous strengthening (extrados)	CSE1	2.51	3.17	+89	35.90
	CSE2	3.82			
	CSE3	3.62	3.44	+105	32.70
	CSE4	3.26			

Figura 2.36 - Tabela de resumo dos arcos ensaiados (Oliveira et al. 2010)

2.3.2. Trabalho experimental realizado na Universidade de Florença (2016)

Na Universidade de Florença tem-se estudado ao longo dos últimos anos diferentes técnicas de reforço de arcos de alvenaria (Briccoli Bati et al. 2007). Neste subcapítulo, apresentam-se resumidamente as principais conclusões dos trabalhos de investigação realizados nesta Universidade relativamente às técnicas de reforço de arcos de alvenaria. Nestes trabalhos de investigação (Alecci, Focacci, et al. 2016), observa-se que o colapso de arcos de alvenaria ocorre devido a uma destas situações:

- Esmagamento da alvenaria - As tensões de compressão no arco são superiores à sua resistência à compressão;
- Rotura por tração do FRP - A tensão à tração na fibra supera a sua resistência última à tração;
- Descolamento do FRP - A tensão normal ou ao corte no interface FRP-Alvenaria superou os valores resistentes.
- Deslizamento ao longo de uma junta - A tensão de corte devido ao esforço transversal supera o valor resistente causando o deslizamento.

Em 2007, investigadores da Universidade de Florença (Briccoli Bati et al. 2007), ensaiaram 16 arcos de alvenaria de tijolo à escala 1:2, com 150 cm de vão (recriando os típicos vãos de 3 m). Estes, foram sujeitos a uma carga vertical carregada a meio vão. Foram construídos usando tijolos de dimensão 24x48x100 mm, juntamente com uma argamassa mista à base de cal e cimento. Esta argamassa teve o intuito de recriar as argamassas fracas usadas antigamente, deterioradas pelo tempo, e foi concebida

misturando uma porção de cal, uma porção de cimento Portland R32,5, oito porções de areia Ticino e duas porções de água (Briccoli Bati et al. 2007).

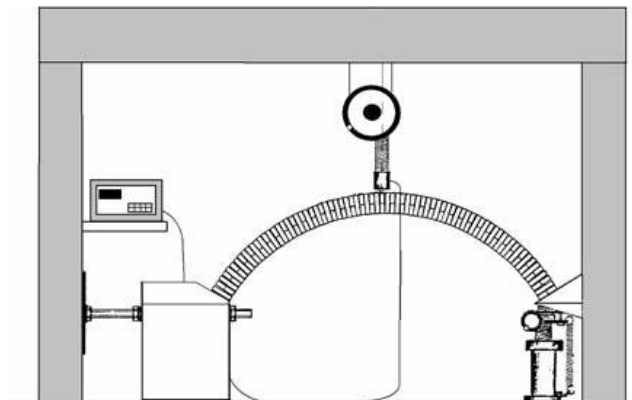


Figura 2.37 - Sistema de ensaio dos arcos carregados a meio vão (Briccoli Bati & Rovero 2007)

Um arco carregado a meio vão irá ter um mecanismo de rotura como mostra a Figura 2.38.

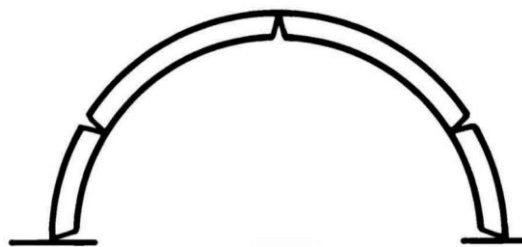


Figura 2.38 - Mecanismo de rotura de um arco carregado a meio vão (Heyman 1982)

Como tal, optaram por três tipos de reforço, todos eles com CFRP:

- Reforço pontual (A) - reforço nas zonas onde se prevê a abertura de fendas.
- Reforço por intradorso (B) - reforço em toda a superfície interior do arco.
- Reforço por extradorso (C) - reforço em toda a superfície exterior do arco.

Como mostra a Figura 2.39:

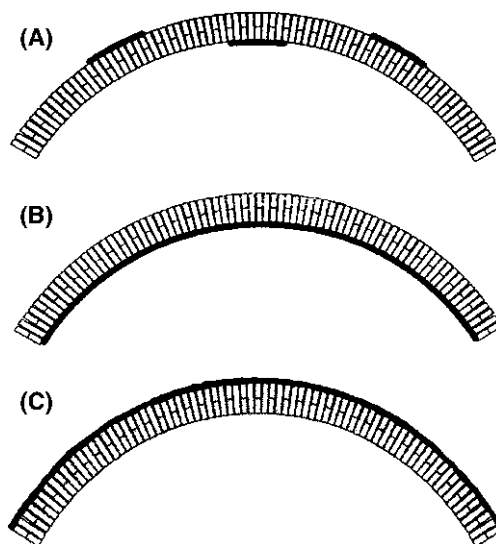


Figura 2.39 - Configuração de reforço aplicado (Briccoli Bati & Rovero 2007)

Os arcos foram numerados de 1 a 16 com as seguintes características:

1. Sem reforço.
2. Igual ao anterior.
3. Reforço pontual com banda CFRP de 20 cm de comprimento por 10 cm de largura.
4. Igual ao anterior.
5. Reforço por intradorso com banda de CFRP de 5 cm de largura.
6. Igual ao anterior.
7. Reforço por intradorso com banda de CFRP de 2.5 cm de largura.
8. Igual ao anterior.
9. Reforço por intradorso com banda de CFRP de 1.25 cm de largura.
10. Igual ao anterior.
11. Reforço por extradorso com banda de CFRP de 5 cm de largura.
12. Igual ao anterior.
13. Reforço por extradorso com banda de CFRP de 2.5 cm de largura.
14. Igual ao anterior.
15. Reforço por extradorso com banda de CFRP de 1.25 cm de largura.
16. Igual ao anterior.

Todos os arcos que foram reforçados, antes do reforço, foram ensaiados até ao surgimento das três primeiras fendas de modo a serem transformados numa estrutura estaticamente admissível (Briccoli Bati & Rovero 2007).

O reforço foi aplicado usando o sistema MBrace FRP da empresa MAC S.p.a., que consiste numa resina epoxy de várias camadas, que impregna e cola a banda de fibra de carbono à superfície de contacto da alvenaria.

Os arcos 1 e 2 colapsaram devido ao surgimento das duas últimas fendas no intradorso, junto aos apoios, alcançando as 5 fendas típicas de colapso de um arco de alvenaria carregado a meio vão. Os arcos 3 e 4 colapsaram devido ao aparecimento de fendas, na imediação do limite do reforço por CFRP, tal e qual, como sucedeu na experiência da Universidade do Minho.

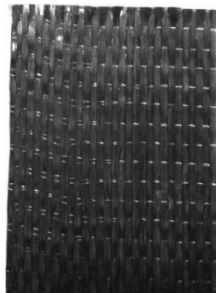


Figura 2.40 - Malha de fibra de carbono (Alecci, Misseri, et al. 2016)

Os arcos 5 e 6 colapsaram devido ao esmagamento da alvenaria na pedra de fecho a meio vão, ficando a banta de CFRP fixa à alvenaria. Os arcos 7 e 8 colapsaram devido ao surgimento de fendas na pedra de fecho, onde a manta de CFRP se foi descolando progressivamente. Os arcos 9 e 10 colapsaram devido ao descolamento da manta de CFRP, sendo que após o completo descolamento desta, o mecanismo de rotura foi igual ao de um arco sem reforço, ou seja, apareceu o mecanismo da Figura 2.38.

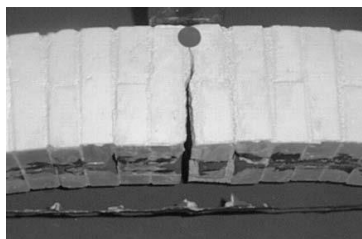


Figura 2.41 - Rotura do arco reforçado pelo intradorso (Briccoli Bati & Rovero 2007)

Todos os arcos com reforço por extradorso, exibiram um comportamento igual, variando apenas os valores de colapso. Primeiramente apareceu a fenda na pedra de fecho, seguindo-se as duas fendas simétricas no extradorso e por fim o colapso ocorre por deslizamento das juntas junto aos apoios, como mostra a Figura 2.42.



Figura 2.42 - Rotura do arco reforçado pelo extradorso (Briccoli Bati & Rovero 2007)

Na Figura 2.43 e 2.44, encontra-se os diagramas força-deslocamento de todos os arcos ensaiados.

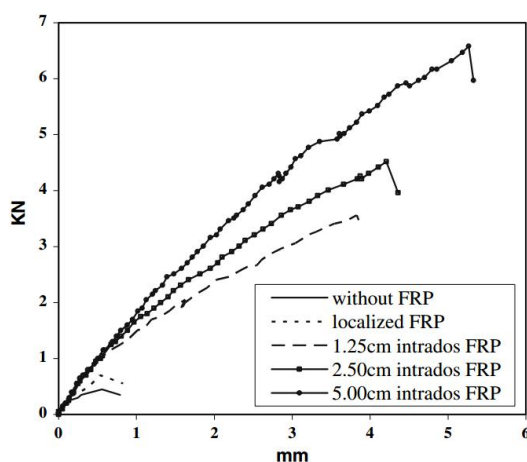


Figura 2.43 - Diagrama força-deslocamento intradorso (Briccoli Bati & Rovero 2007)

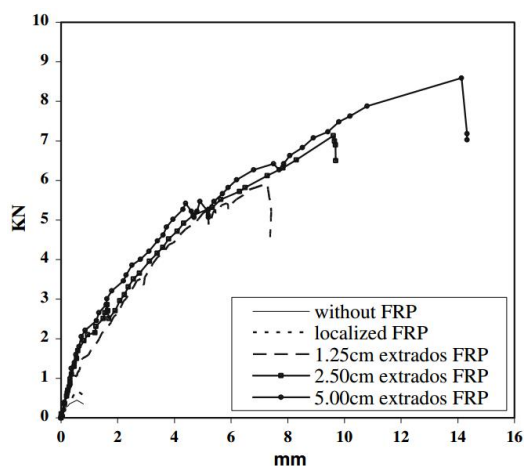


Figura 2.44 - Diagrama força-deslocamento extradorso (Briccoli Bati & Rovero 2007)

Analisando estes gráficos, é possível concluir que a pior técnica de reforço foi o localizado. uma vez que, aumentou apenas ligeiramente a carga de rotura em relação ao arco sem reforço, enquanto que a ductilidade se manteve inalterada.

Já as técnicas de reforço por intradorso e extradorso mostraram grandes melhoramentos, tanto em termos de carga última, como de ductilidade. É possível reparar, tanto por intradorso como extradorso,

que quanto maior a largura da banda maior a sua resistência. Analisando os gráficos, conclui-se facilmente, que a técnica de reforço por extradorso foi superior à técnica de reforço por intradorso, uma vez que permitiu valores de carga última e ductilidade superiores.

Em 2016, a Universidade de Florença ensaiou quatro arcos, dois sem reforço e dois com reforço pelo extradorso. Recriaram a construção dos arcos, tal e qual, como tinham feito anteriormente. No entanto, desta vez em vez de fibra de carbono, usaram uma fibra nova denominada de Polybenzoxazole, mais conhecida por PBO. Esta, em vez de ser fixada da maneira tradicional, recorrendo à resina epoxy, usaram uma técnica nova, à semelhança da usada pela Garmendia em 2011 (Garmendia et al. 2011). Esta técnica, consiste em impregnar a fibra numa pasta à base de cimento, denominada de FRCM (Fabric Reinforced cementitious mortar), que após a sua cura, consolida a fibra com o arco de alvenaria. Esta técnica permite várias vantagens, pois é fácil de aplicar, tem uma boa resistência a altas temperaturas, permite ser colocada em superfícies molhadas e ainda permite que a estrutura absorva e evapore água naturalmente. Assim, a técnica FRCM é muito promissora para a aplicabilidade em construções antigas.

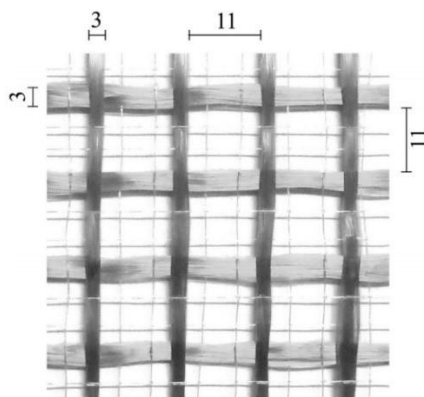


Figura 2.45 - Malha de PBO (Alecci, Misseri, et al. 2016)

Após 28 dias de cura, os arcos foram ensaiados aplicando sucessivos incrementos de deslocamento a um quarto de vão. O ensaio consiste num cilindro hidráulico, que carrega a estrutura a uma velocidade de incremento de 0.02 mm/s. A força é medida com recurso a uma célula de carga de 10 KN. O sistema de ensaio encontra-se na Figura 2.46.

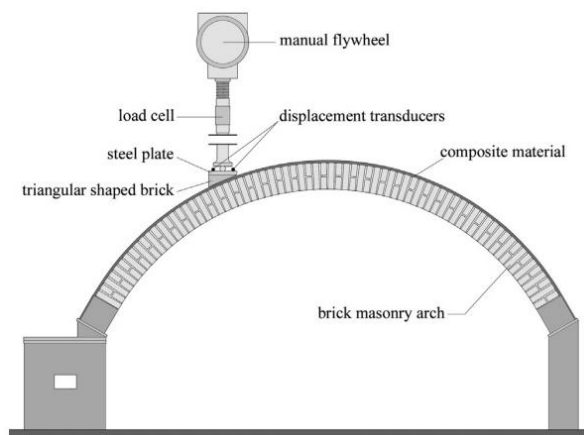


Figura 2.46 - Sistema de ensaio do arco carregado a um quarto de vão (Alecci, Focacci, et al. 2016)

Os arcos sem reforço, apresentaram um mecanismo de colapso composto pelo surgimento de 4 fendas. A primeira fenda apareceu no local de carregamento, a segunda fenda apareceu simetricamente à anterior, a terceira e a quarta fenda apareceram junto ao suporte esquerdo e direito, respetivamente. A Figura 2.47 mostra a sequência das fendas e o ângulo a que aconteceram. Aqui, é possível evidenciar

a discórdia de sequência de fendas nos arcos sem reforço, defendida por a Universidade do Minho e a Universidade de Florença, como se pode observar na Figura 2.26 e 2.47, respetivamente.

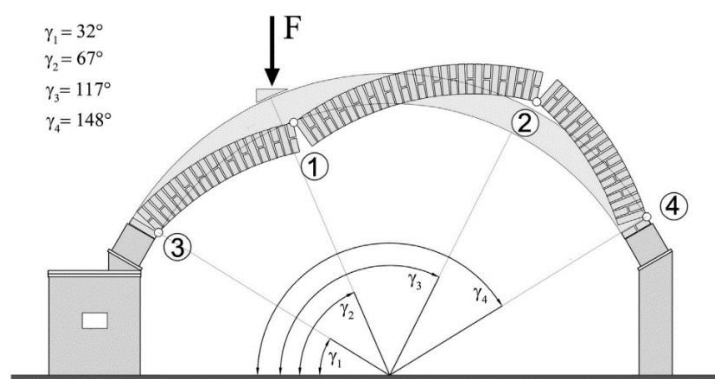


Figura 2.47 - Mecanismo de rotura do arco carregado a meio vão (Alecci, Focacci, et al. 2016)

Os arcos com reforço apresentaram um mecanismo de colapso diferente. Para o explicar vai-se usar a numeração da Figura 2.47. No início do carregamento foram aparecendo pequenas fissuras no local de carregamento (1) e no suporte direito (4), quando de repente surge a fenda no local de carregamento (1). De seguida, surgem pequenas fissuras nos locais (2) e (3), quando de repente ocorre o deslizamento na junta e o descolamento da fibra no local (4), ocorrendo o colapso da estrutura.

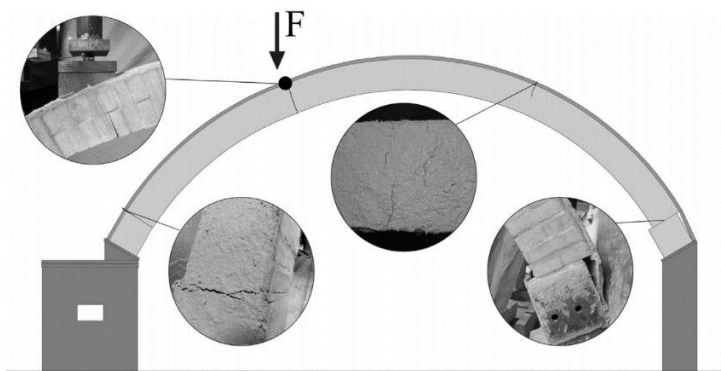


Figura 2.48 - Mecanismo de rotura do arco reforçado pelo extradorso (Alecci, Focacci, et al. 2016)

Nas Figuras 2.49 e 2.50, encontram-se os diagramas força-deslocamento dos arcos ensaiados.

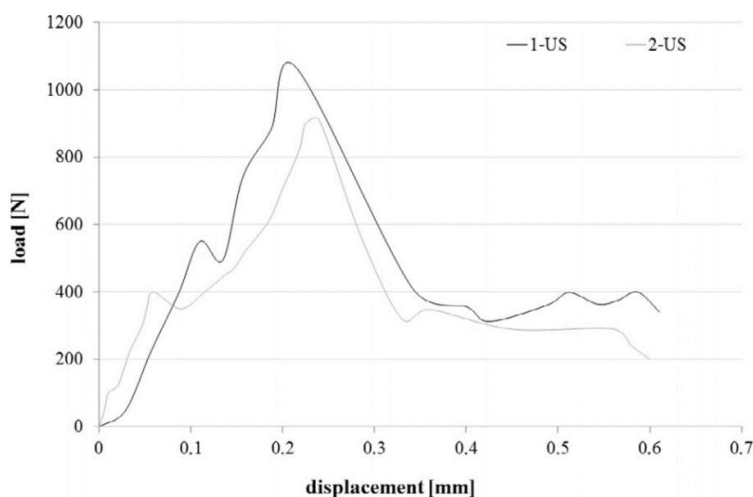


Figura 2.49 - Diagrama força-deslocamento dos arcos sem reforço (Alecci, Focacci, et al. 2016)

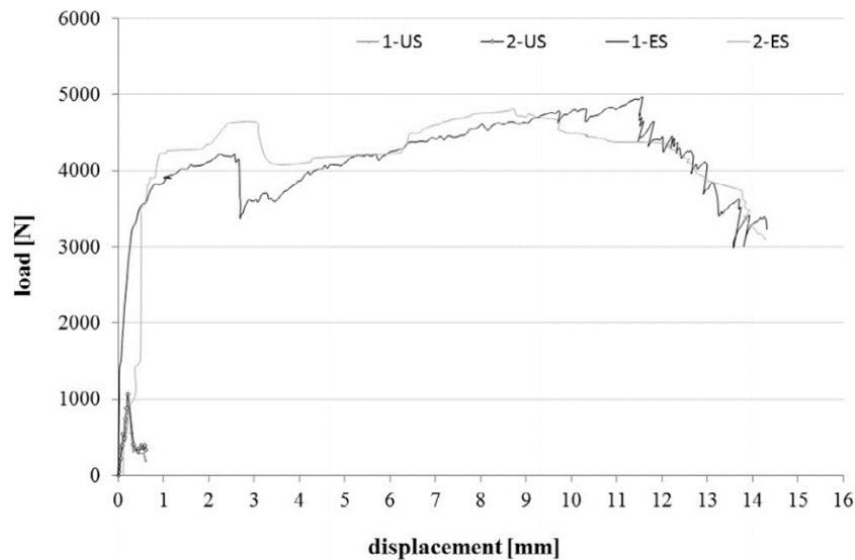


Figura 2.50 - Diagrama força-deslocamento do arco reforçado pelo extradorso (Alecci, Focacci, et al. 2016)

Analisando os gráficos, facilmente se conclui que o reforço permitiu uma carga última e uma ductilidade muito superior em relação aos arcos sem reforço. De notar, que a perda súbita de capacidade resistente, vista no gráfico dos arcos reforçados após a fase elástica, deve-se ao surgimento da primeira fenda. O surgimento da segunda fenda não é perceptível no gráfico, no entanto, é claro que a estrutura teve um colapso dúctil e que o reforço pelo extradorso impediu o surgimento das fendas (2) e (3) da Figura 2.47. Mais tarde, voltaram a realizar o mesmo ensaio e fizeram um estudo comparativo do reforço por extradorso, com o reforço por intradorso, juntamente com um estudo comparativo, entre o reforço com a fibra PBO com o sistema de fixação FRCM e o reforço com a banda de CFRP com o sistema de fixação à base de epoxy. Para este estudo, recriaram 10 arcos iguais aos feitos anteriormente, tendo as seguintes características:

- Dois arcos sem reforço (US);
- Dois arcos com reforço PBO-FRCM por intradorso (PiS);
- Dois arcos com reforço PBO-FRCM por extradorso (PeS);
- Dois arcos com reforço CFRP-Epoxy por intradorso (CiS);
- Dois arcos com reforço CFRP-Epoxy por extradorso (CeS).

Os mecanismos de rotura e o surgimento de fendas dos arcos ensaiados, foram iguais aos dos trabalhos anteriores. Sendo que as maiores diferenças ocorreram nos gráficos força-deslocamento obtidos entre eles, como se pode observar na Figura 2.51 e 2.52.

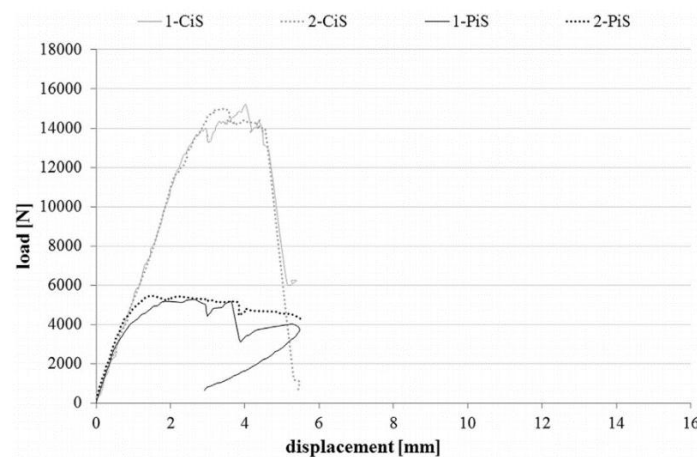


Figura 2.51 - Diagrama força-deslocamento PBO-FRCM vs CFRP-Epoxy, reforço no intradorso (Alecci, Misseri, et al. 2016)

Em relação à comparação entre o reforço por intradorso e extradorso, o reforço por intradorso teve cargas de rotura superiores, enquanto que o reforço por extradorso permitiu deslocamentos superiores. Comparando o reforço PBO-FRCM e o reforço CFRP-Epoxy, o reforço CFRP-Epoxy, apresentou cargas de rotura maiores por intradorso e extradorso, no entanto por extradorso o PBO-FRCM obteve deslocamentos maiores antes da rotura.

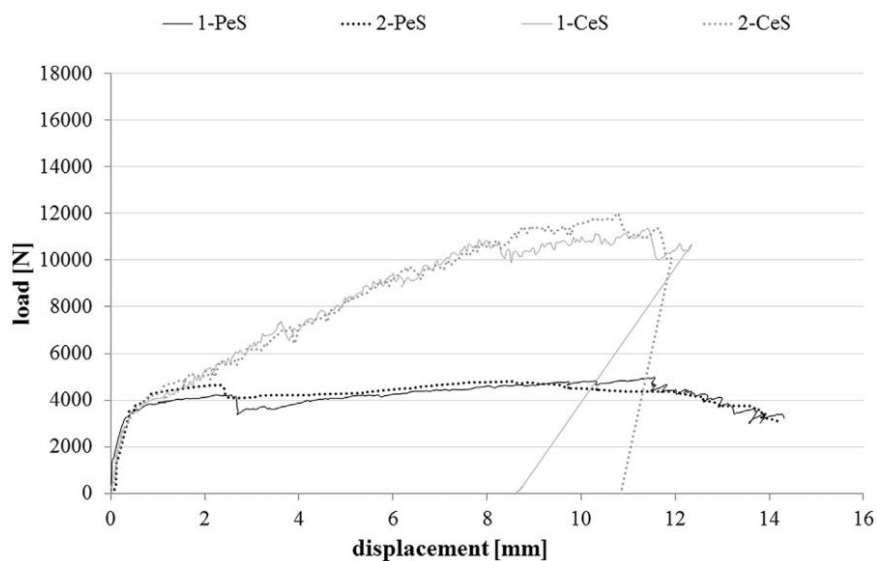


Figura 2.52 - Diagrama força-deslocamento PBO-FRCM vs. CFRP-Epoxy, reforço no intradorso (Alecci, Misseri, et al. 2016)

3. Modelação numérica

A modelação numérica dos ensaios experimentais em arcos foi feita através do software ATENA 3D. Este software, permite uma extensa caracterização dos materiais, permitindo também a caracterização da interface entre materiais. O ATENA 3D é um software de elementos finitos pioneiro em análises não lineares tridimensionais. As análises não lineares, cada vez mais aproximam a linha ténue entre ensaio experimental e modelação numérica. Com o aumento da capacidade de processamento computacional que se encontra ao alcance dos engenheiros nos dias de hoje, realizar análises não lineares será cada vez mais comum, visto que as análises lineares nem sempre vão de encontro com os objetivos. Este estudo Científico tem o intuito de aproximar a realidade de um ensaio experimental com a sua modelação numérica, baseando-se nas caracterizações dos materiais realizadas e naquelas que ficaram por realizar. O ATENA 3D é maioritariamente usado para estruturas de betão armado, no entanto, este permite a utilização e caracterização de outros materiais. Permitindo também o reforço de estruturas. Sendo um software muito complexo na caracterização do material, no próximo capítulo será explicado resumidamente, o seu funcionamento. Deste modo, utilizou-se o ATENA 3D para modelar diferentes ensaios experimentais realizados em arcos de alvenaria, com e sem reforço. Modelou-se ensaios experimentais realizados na Universidade do Minho, e ensaios realizados na Universidade de Florença, bem como os ensaios experimentais realizados neste estudo.

3.1. Elementos Finitos

3.1.1. Tipos de elementos

No software ATENA 3D, a modelação de elementos sólidos 3D, efetua-se recorrendo a um dos três grupos de elementos finitos disponíveis: tetraedros, com quatro faces; brick, com seis faces; wedge, com cinco faces (Cervenka et al. 2016). Em cada grupo de elementos finitos, o número de nós de cada elemento depende da precisão da função interpoladora que se escolher. Ao escolher linear tem dois nós por linha e ao escolher quadrática tem 3 nós por linha. O número de nós é o mesmo que o número de pontos a integrar. Desta forma os elementos tetraedros são compostos por 4 ou 10 nós, os elementos brick são compostos por 8 ou 20 nós e os elementos wedge são constituídos por 6 ou 15 nós.

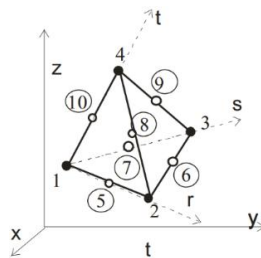


Figura 3.1 - Tetraedro (Cervenka et al. 2016)

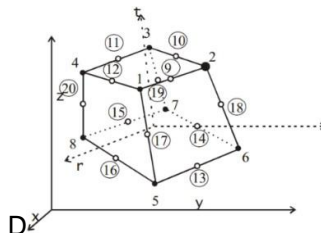


Figura 3.2 - Brick (Cervenka et al. 2016)

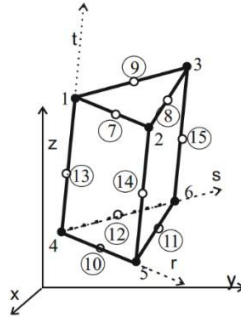


Figura 3.3 - Wedge (Cervenka et al. 2016)

Existem vários tipos de elementos finitos, sendo que quanto mais nós estes tiverem, maior será a sua precisão. No entanto, quantos mais nós o elemento tridimensional tiver, maior é o processamento feito pelo computador e maior será o tempo necessário para efetuar cada análise. Por isso, há que encontrar o equilíbrio, entre bons resultados e tempos de análise aceitáveis.

3.1.2. Modo de resolução Newton-Raphson

O software ATENA 3D, contempla vários métodos de resolução iterativos de sistemas de equações não lineares: Newton-Raphson e Arc-Length. Foram experimentados os dois métodos e o que deu melhores resultados foi o Newton-Raphson. Pois, o método de resolução iterativo de equações não lineares designado por Arc-length, para além de executar análises mais demoradas, nem sempre as modelações numéricas realizadas alcançavam os passos previstos. Como tal, todas as modelações foram realizadas usando o método Newton-Raphson. Neste subcapítulo irei explicar o funcionamento deste método de resolução iterativo.

Os diagramas força-deslocamento obtidos nas análises numéricas dos ensaios experimentais dos arcos, foram determinados impondo pequenos incrementos de deslocamento. Cada incremento destes corresponde a um passo, e em cada passo ocorre um processo iterativo utilizando a expressão (3.1), até se obter convergência de resultados.

$$K(p) \cdot \Delta p = q - f(p) \quad (3.1) \quad (\text{Cervenka et al. 2016})$$

onde:

q é o vetor da carga total aplicada nos nós;

$f(p)$ é o vetor das forças internas nos nós;

Δp é o incremento de deformação devido ao incremento de carga;

p são as deformações da estrutura antes do incremento de carga;

$K(p)$ é a matriz de rigidez, que relaciona incrementos de carga com incrementos de deformações.

Este processo iterativo é não linear devido ao facto de as forças internas não possuírem propriedades lineares, assim como a matriz de rigidez, como mostra a expressão (3.2) e (3.3), respetivamente, onde k é uma constante arbitrária.

$$f(kp) \neq kf(p) \quad (3.2) \quad (\text{Cervenka et al. 2016})$$

$$K(p) \neq K(p + \Delta p) \quad (3.3) \quad (\text{Cervenka et al. 2016})$$

Estas expressões representam a descrição matemática do comportamento estrutural que ocorre na resolução de um passo. Mas se reescrevermos a equação (3.1), para as iterações de i -th associada a um carregamento distinto, obtemos:

$$K(p_{i-1}) \cdot \Delta p_i = q - f(p_{i-1}) \quad (3.4) \quad (\text{Cervenka et al. 2016})$$

Todas os steps das iterações até (i-1)-th já foram calculados. Agora este step é resolvido para p , com a carga q , usando:

$$p_i = p_{i-1} + \Delta p_i \quad (3.5) \quad (\text{Cervenka et al. 2016})$$

Como referido anteriormente, a expressão (3.1) é não linear, por isso, é necessário iterar as equações até alguns dos critérios de convergência serem satisfeitos. De seguida, encontram-se as expressões de convergência:

$$\sqrt{\frac{\Delta p_i^T \cdot \Delta p_i}{p_i^T \cdot p_i}} \leq \varepsilon_{rel. disp} \quad (3.6) \quad (\text{Cervenka et al. 2016})$$

$$\sqrt{\frac{(q-f(p_{i-1}))^T \cdot (q-f(p_{i-1}))}{f(p_i^T) \cdot f(p_i)}} \leq \varepsilon_{rel. force} \quad (3.7) \quad (\text{Cervenka et al. 2016})$$

$$\sqrt{\frac{\Delta p_i^T \cdot (q-f(p_{i-1}))}{p_i^T \cdot f(p_i)}} \leq \varepsilon_{rel. energy} \quad (3.8) \quad (\text{Cervenka et al. 2016})$$

$$\sqrt{\frac{\max(q^k - f^k(p_{i-1})) \cdot \max(q^k - f^k(p_{i-1}))}{\max(f^k(p_i)) \cdot \max(f^k(p_i))}} \leq \varepsilon_{abs. force} \quad (3.9) \quad (\text{Cervenka et al. 2016})$$

A expressão (3.6), verifica a norma de variação de deformação durante a última iteração, enquanto que a expressão (3.7) verifica a norma das forças fora de equilíbrio. A expressão (3.8) verifica a energia fora de equilíbrio e a expressão (3.9) verifica as forças fora de equilíbrio em termos dos limites máximos. Os valores limite de convergência ε são definidos por predefinição a 0,01 (Cervenka et al. 2016). A Figura 3.4 mostra o conceito de resolução não linear definido pelo método de Newton-Raphson:

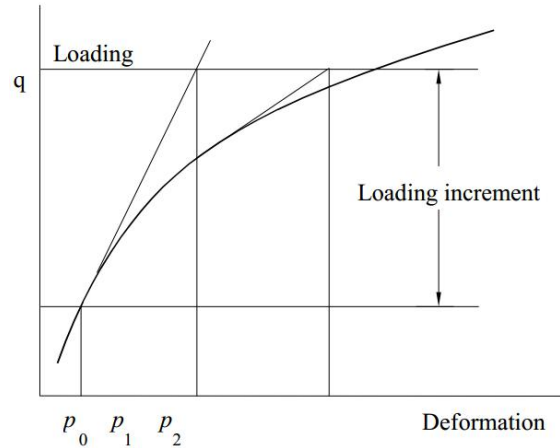


Figura 3.4 - Método de resolução Newton-Raphson (Cervenka et al. 2016)

3.2. Modelo numérico do Tijolo e da argamassa

O Atena 3D permite caracterizar os materiais para os diferentes esforços, nomeadamente, à tração e à compressão uniaxial. A relação tensão-deformação foi simplificada a partir de um estado biaxial de tensões, com o intuito de eliminar o efeito Poisson. Segundo (Cervenka et al. 2016), esta transformação é possível porque as tensões predominantes, são no estado biaxial, as tensões principais.

Na Figura (3.5) encontra-se o diagrama tensão-deformação equivalente ao estado uniaxial. Para cada um destes esforços existe o regime elástico, estado 1 e 3, e o regime plástico, estado 2 e 4. No regime elástico o material não se encontra fendilhado, enquanto que no regime plástico, o material se encontra fendilhado. Der notar que no estado 2, as fendas são caracterizadas por serem perpendiculares à direção do carregamento por tração, e no estado 4 as fendas são caracterizadas por serem paralelas à direção do carregamento por compressão.

Os valores $f_c^{'ef}$ e $f_t^{'ef}$, correspondem às tensões efetivas de resistência à compressão e à tração, respetivamente. O valor E_c representa o módulo de elasticidade secante. Os valores ε_c e ε_t , correspondem à extensão de rotura, enquanto que os valores ε_d e ε_o , correspondem à extensão última do material.

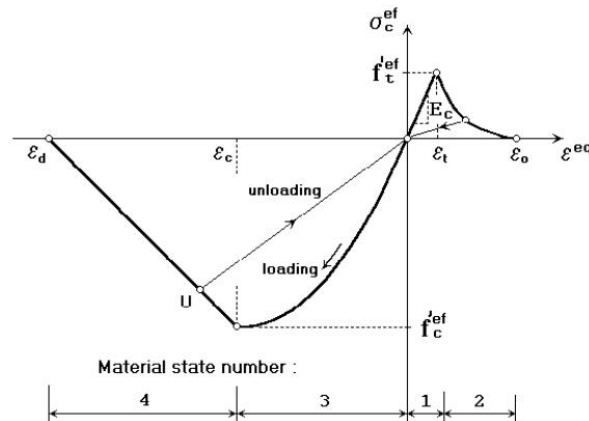


Figura 3.5 - Diagrama tensão-deformação equivalente ao estado uniaxial (Cervenka et al. 2016)

3.2.1. Resistência à Tração

O material quando solicitado à tração exhibe um comportamento elástico-linear até à tensão efetiva resistente à tração do material $f_t^{'ef}$. Nesta fase, o material tem um comportamento isotrópico, seguindo a lei de Hooke, como se define através da equação:

$$\sigma^{ef} = E \cdot \varepsilon^{eq}, 0 \leq \sigma \leq f_t^{'ef} \quad (3.10) \quad (\text{Cervenka et al. 2016})$$

Onde,

σ^{ef} é a tensão efectiva;

E é o módulo de elasticidade secante;

ε^{eq} é a extensão uniaxial equivalente.

Num carregamento à tração, após alcançado o valor máximo resistente, nomeadamente, a tensão efetiva resistente à tração do material $f_t^{'ef}$, o comportamento do material depende da formulação definida para a abertura de fendas. Nas modelações realizadas, utilizou-se a formulação pré-definida desenvolvida por Hordijk (Cervenka et al. 2016), que se apresenta na Figura 3.6. Apesar de esta formulação ser vocacionada para o amolecimento do betão, acredita-se que o tijolo e a argamassa terão uma curva similar, tendo em conta que esta curva apenas depende do valor da tensão efetiva resistente à tração do material $f_t^{'ef}$ e da energia de fractura G_f , para ser caracterizada. Esta formulação foi também usada para definir o amolecimento na interface tijolo-argamassa.

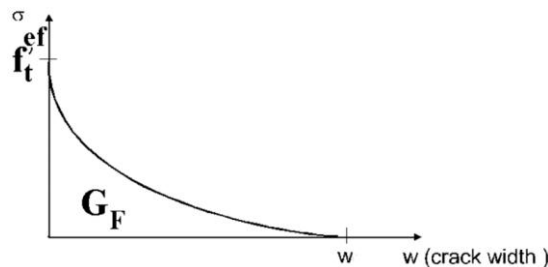


Figura 3.6 - Formulação Hordijk (Cervenka et al. 2016)

Esta formulação segue a seguinte expressão:

$$\frac{\sigma}{f_t'^{ef}} = \left\{ 1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right\} \exp \left(-c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \quad (3.11) \quad (\text{Cervenka et al. 2016})$$

Onde,

σ é a tensão normal;

c_1 e c_2 são constantes que tomam os valores de 3 e 6.93, respetivamente;

w é a abertura da fenda;

$w_c = 5.14 \frac{G_f}{f_t'^{ef}}$ é a abertura de fenda quando a tensão efetiva de resistência à tração é nula;

G_F é a energia de fratura.

3.2.2. Resistência à Compressão

O comportamento destes materiais à compressão, assume o diagrama tensão-deformação, como mostra a Figura:

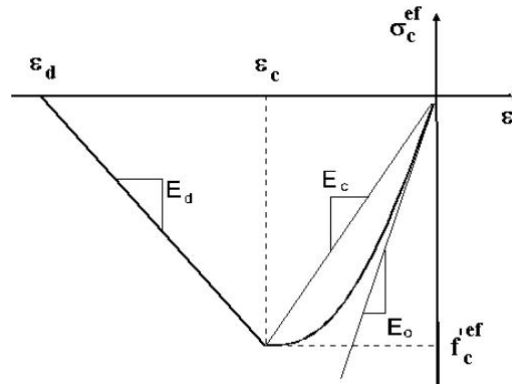


Figura 3.7 - Diagrama Tensão-deformação à compressão (Cervenka et al. 2016)

A equação 3.12 define o troço ascendente do diagrama representado na Figura 3.7:

$$\sigma_c^{ef} = f_c'^{ef} \frac{kx - x^2}{1 + (k-2)x} \quad (3.12)$$

onde,

σ_c^{ef} é a tensão efectiva do material à compressão;

$f_c'^{ef}$ é a tensão efectiva da resistência do material à compressão;

$x = \frac{\epsilon}{\epsilon_c}$ são as extensões normalizadas, sendo ϵ_c a extensão quando a σ_c^{ef} atinge a $f_c'^{ef}$;

$k = \frac{E_o}{E_c}$ é o parâmetro de forma, sendo E_o o módulo de elasticidade inicial e E_c o módulo de elasticidade secante.

No troço ascendente, o betão ainda não esmagou, considerando-se que os danos são distribuídos devido à abordagem tomada para o material. Após atingir-se o pico da tensão efetiva da resistência à compressão, os danos no betão passam a considerar-se localizados, surgindo sob a forma de superfícies de esmagamento (Cervenka et al. 2016).

Observando a Figura 3.7, pode-se constatar que num material sujeito à compressão após atingir o pico de tensão $f_c'^{ef}$, o diagrama de tensão-deformação adquire um comportamento linear. Este fenómeno é chamado de amolecimento do material, em que ao atingir-se a deformação limite por compressão no

regime elástico ε_c , a resistência do material decresce linearmente até alcançar a deformação limite por compressão no regime plástico ε_d .

A equação 3.13 define o troço descendente do diagrama representado na Figura 3.7:

$$\varepsilon_d = \varepsilon_c + \frac{w_d}{L'_d} \quad (3.13)$$

Onde:

ε_c é a deformação limite por compressão no regime elástico correspondente a $f'_c{}^{ef}$;

w_d é a máxima abertura das fendas à compressão (que por defeito, assume o valor de 0.5 mm);

$L'_d = L_d \cdot \gamma$ é o comprimento de banda corrigido, quando a fenda se propaga numa direção diferente da paralela ao elemento;

L_d é a dimensão do elemento finito quando a fenda se propaga na direcção paralela a este;

γ é o coeficiente de correcção, tomando o valor 1 quando a fenda se propaga paralela ao elemento finito, e toma o valor máximo de 1.5 quando a fenda faz 45° com o elemento finito.

3.2.3. Critério de rotura biaxial

Na Figura 3.8, apresenta-se o diagrama de rotura biaxial do material. Os valores de σ_1 e σ_2 correspondem às tensões principais do betão e f'_c é a resistência à compressão (Cervenka et al. 2016).

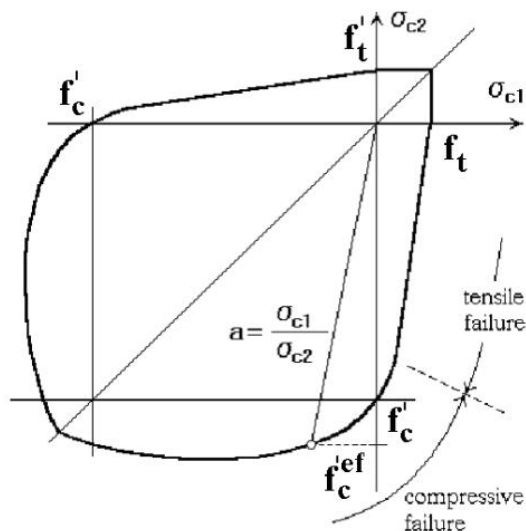


Figura 3.8 - Diagrama tensão-deformação equivalente ao estado biaxial (Cervenka et al. 2016)

Ao abordar o material a partir deste princípio, quando este se encontra sujeito a compressões biaxiais, ou seja, uma situação de tensão compressão-compressão, o material vai ter uma maior capacidade resistente à compressão que numa abordagem uniaxial. Nesta situação, a tensão efetiva de resistência à compressão $f'_c{}^{ef}$, é definida pela expressão 3.14:

$$f'_c{}^{ef} = \frac{1+3.65a}{(1+a)^2} f'_c \quad (3.14) \quad a = \frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{c2}}$$

Quando o material está sujeito a uma situação de tensão compressão-tração, a capacidade resistente à compressão e à tração sofrem uma redução, sendo esta redução definida pela expressão 3.15 e a expressão 3.16, respetivamente:

$$f'_c{}^{ef} = f'_c \cdot r_{ec} \quad (3.15) \quad r_{ec} = 1 + 5.3278 \frac{\sigma_{c1}}{f'_c} \quad 1.0 \geq r_{ec} \geq 0.9$$

$$f_t'^{ef} = f_t' \cdot r_{et} \quad (3.16) \quad r_{et} = 1 - 0.95 \frac{\sigma_{c2}}{f_t' c}$$

Na situação de tensão tração-tração, como podemos observar na Figura 3.8, a tensão é constante e toma o valor de resistência à tração f_t' .

3.2.4. Critério de rotura pela interface

Os arcos de alvenaria são compostos por tijolos ligados entre si por argamassa. O que faz a ligação entre estes dois materiais é a sua interface. O Atena 3D permite caracterizar o contacto entre o tijolo e a argamassa através do modelo de interface 3D. Assim, é permitido definir os deslocamentos relativos na interface para os quais a interface irá descolar.

As propriedades da interface são baseadas no critério de Mohr-Coulomb. A equação 3.17 é a matriz de relação constitutiva para um caso tridimensional, que relaciona as tensões tangenciais e de corte com os deslocamentos respetivos:

$$\begin{Bmatrix} \tau_1 \\ \tau_2 \\ \sigma \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{tt} & 0 & 0 \\ 0 & K_{tt} & 0 \\ 0 & 0 & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta v_1 \\ \Delta v_2 \\ \Delta u \end{Bmatrix} \quad (3.17)$$

O K_{nn} e o K_{tt} correspondem à rigidez inicial normal e ao corte, respetivamente. A resistência ao corte inicial que se define no diagrama tensão normal-tensão de corte da imagem 3.9, como a linha “Initial surface”, corresponde à condição de Mohr-Coulomb à compressão e a um elipsoidal à tração. Quando a resistência ao corte é atingida, a interface deixa de resistir à tração, resistindo apenas se esta estiver sujeita à compressão, correspondendo à linha tracejada, definida por “Residual surface”, i.e. atrito seco.

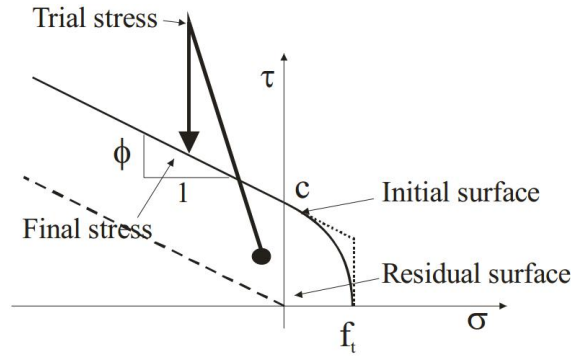


Figura 3.9 - Diagrama tensão normal-tensão de corte

As expressões que regem a tensão resistente ao corte são as seguintes:

$$|\tau| \leq c - \sigma \cdot \phi \quad (3.18) \quad \sigma \leq 0$$

$$\tau = \tau_0 \sqrt{1 - \frac{(\sigma - \sigma_c)^2}{(f_t - \sigma_c)^2}} \quad (3.19) \quad \tau_0 = \frac{c}{\sqrt{1 - \frac{\sigma_c^2}{(f_t - \sigma_c)^2}}}, \quad \sigma_c = -\frac{f_t^2 \phi}{c - 2f_t \phi}, \quad 0 < \sigma \leq f_t$$

$$\tau = 0 \quad (3.20) \quad \sigma > f_t$$

Onde:

τ é a tensão resistente ao corte;

c é a coesão;

σ é a tensão à compressão;

ϕ é o ângulo do coeficiente de atrito μ ($\mu = \tan(\phi)$);

f_t é a tensão resistente à tração.

No troço à tração, o elipsoidal intersecta o eixo da tensão normal no valor de f_t com uma tangente vertical e intersecta o eixo da tensão ao corte no valor correspondente à coesão de ligação, c , com a tangente equivalente relativa ao atrito interno da ligação, ϕ .

Existe uma certa dependência de uns parâmetros em relação a outros. Como tal, estas expressões só se verificam se:

$$f_t < \frac{c}{\phi}, \quad f_t < c, \quad c > 0, \quad f_t > 0, \quad \phi > 0$$

Em três-dimensões a tensão de corte τ usada nas expressões 3.18, 3.19, 3.20 é definida como:

$$\tau = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2}$$

O manual do Atena 3D recomenda, na ausência de dados, que estes valores sejam obtidos da seguinte forma:

$$K_{nn} = \frac{E}{t} \quad K_{tt} = \frac{G}{t}$$

Onde:

E é o módulo mínimo de elasticidade do material mais fraco da interface;

G é o módulo mínimo de corte do material mais fraco da interface;

t é a espessura da junta.

Existem ainda dois valores de rigidez a definir, que servem apenas para fins numéricos. Estes estão ilustrados na Figura 3.10 e na Figura 3.11 e são denominados de K_{nn}^{min} e K_{tt}^{min} , respetivamente. É recomendado que estes sejam os valores de rigidez original multiplicada por 0,001. Estes dois valores servem apenas para manter a definição do sistema global de equações, após a rotura do elemento. Pois, se tal não acontece, a rigidez seria zero após a rotura e assim a rigidez global ficaria indefinida.

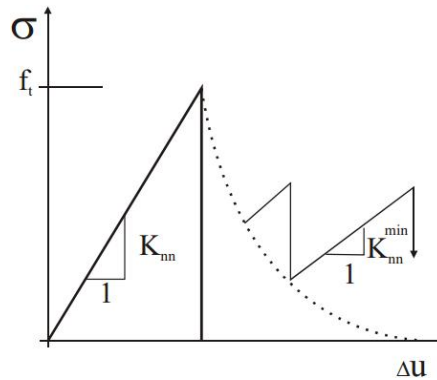


Figura 3.10 - Diagrama tensão-deformação tangencial (Cervenka et al. 2016)

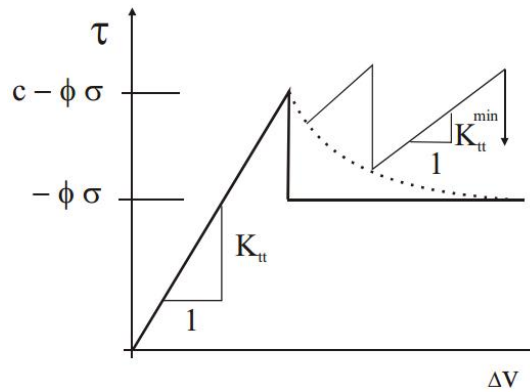


Figura 3.11 - Diagrama tensão-deformação tangencial normal (Cervenka et al. 2016)

O amolecimento à tração e o amolecimento ao corte, ilustrados a picotado na Figura 3.10 e na Figura 3.11, respetivamente, podem também ser definidos por pontos, caso estes dados existam. Nas modelações numéricas efetuadas, utilizou-se a formulação desenvolvida por Hordijk (equação 3.11), para definir os pontos da curva de amolecimento da interface tijolo-argamassa, tanto para o amolecimento da Figura 3.10, como o da Figura 3.11.

3.3. Modelo numérico do FRP

A caracterização do FRP no software ATENA 3D, é feita com os pontos do diagrama tensão-extensão provenientes do ensaio experimental à tração uniaxial do FRP em questão. Para complementar a caracterização do FRP, é necessário inserir a área de secção transversal e o seu peso volúmico.

Os fios de FRP foram modelados no ATENA 3D, como cabos externos (External Cable). Os cabos externos são vocacionados para a aplicação de pré-esforço e negligenciam as propriedades de aderência no interface FRP-alvenaria, considerando esta ligação inquebrável. Assim, a rotura do FRP apenas se pode dever a uma tensão nos fios superior à tensão de rotura. Estes cabos estão ligados à estrutura num número limitado de pontos, chamados de desviadores, como mostra a Figura 3.12. Nas modelações efetuadas, estes desviadores, encontram-se em todos as arestas de ligação tijolo-argamassa no extradorso do arco.

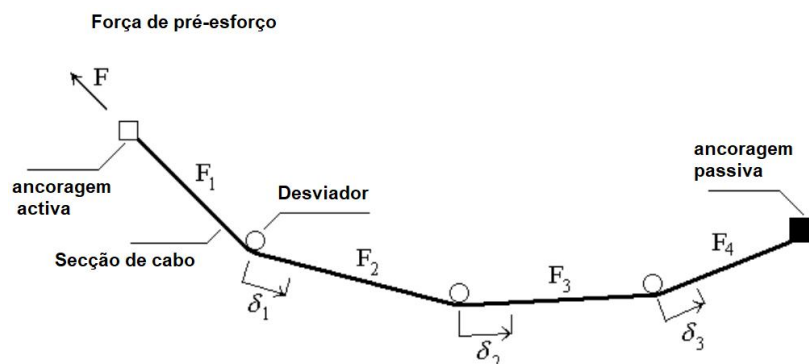


Figura 3.12 - Modelo de cabo externo, adaptado de (Cervenka et al. 2016)

Cada cabo externo, em cada uma das suas pontas possui uma ancoragem. A ancoragem onde o pré-esforço é aplicado denomina-se de ancoragem activa e a outra ponta denomina-se de ancoragem passiva. Os pontos de ligação entre as ancoragens são os desviadores. Após a aplicação do pré-esforço, o cabo é fixo nas ancoragens. Nos desviadores, o cabo pode deslizar, e este é governado pela lei do atrito. Os deslizamentos do cabo nos desviadores (o deslocamento relativo das extremidades do cabo em relação aos desviadores) ficam definidos por δ_1 , δ_2 , ... Estes são introduzidos como variáveis a ser determinadas durante a resolução do modelo numérico.

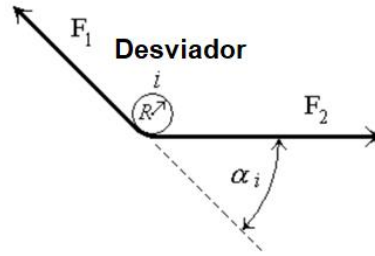


Figura 3.13 - Forças no desviador, adaptado de (Cervenka et al. 2016)

As forças, F_1 e F_2 no desviador i são as forças do cabo adjacentes às secções do cabo, como mostra a Figura 3.13. A sua diferença $P_i = F_1 - F_2$, ($F_1 > F_2$) é a perda de pré-esforço devido ao atrito no desviador i . A relação entre estas forças é expressa pela lei do atrito, que se escreve da seguinte forma:

$$F_2 = (F_1 e^{-\varphi \alpha_i P} - Q) f_\delta(\delta) f_r(r) \quad (3.21)$$

Onde:

α_i é a variação do ângulo da direção do cabo no “deviator” i ;

φ é o coeficiente de atrito (utilizou-se o valor de 1 nas modelações efetuadas);

$Q = p k R \alpha_i$ é a parte constante do atrito, se for negligenciada toma o valor zero (foi negligenciada nas modelações efetuadas);

Em que:

k é a coesão do cabo por unidade de comprimento;

R é o raio do desviador;

p é o perímetro do cabo;

$R \alpha_i$ é o comprimento do cabo onde a coesão k atua.

$f_\delta(\delta)$ e $f_r(r)$ são funções definidas pelo utilizador, que permitem a variação das propriedades dos desviadores dependendo do valor do “slip” “s” e da posição do desviador “r” (medido do seu ponto inicial). Por defeito, estas funções estão definidas como um e assim permaneceram ao longo das modelações.

Considerando $d_i^a = e^{-\varphi \alpha_i P} f_\delta(\delta) f_r(r)$ e $d_i^b = p k R \alpha_i f_\delta(\delta) f_r(r)$, pode-se simplificar a expressão (3.21) na expressão seguinte:

$$F_2 = F_1 d_i^a - d_i^b \quad (3.22)$$

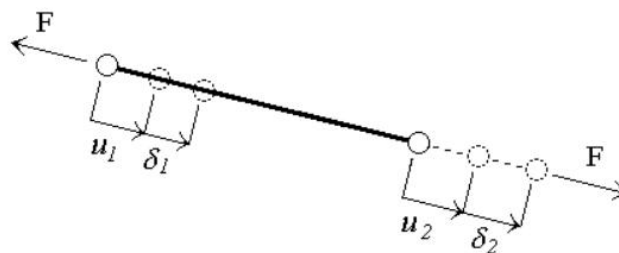


Figura 3.14 - Forças e deslocamentos na secção de cabo

A secção do cabo entre desviadores é considerada como uma barra uniaxial, como mostra a Figura 3.14. A força F no elemento do cabo depende: da força de pré-esforço P ; dos deslocamentos das extremidades u_1 , u_2 devido à deformação estrutural e aos “slips” δ_1 , δ_2 nos desviadores. O “slip” é introduzido como uma variável adicional para os cabos externos. A equação de equilíbrio da secção de cabo é definida da seguinte forma:

$$F = P + k(u_2 - u_1 + \delta_2 - \delta_1) \quad (3.23)$$

Onde:

$k = E_s \frac{A}{L}$ é a rigidez axial do elemento, onde A e L , são a área de secção transversal do FRP e o comprimento entre desviadores, respetivamente e E_s é o modulo secante de elasticidade do FRP.

As forças do cabo F_1, F_2, \dots , são determinadas aplicando as equações expostas em cima em todas as secções de cabo.

O pré-esforço é conseguido aplicando um “slip” inicial (cable pull-out) na ancoragem ativa até uma força pré-estabelecida ser alcançada. Este procedimento recria o verdadeiro processo de pré-esforço e tem em consideração a perda de pré-esforço devido ao atrito e à alteração da geometria da estrutura.

3.4. Propriedades dos Materiais

O ATENA 3D permite fazer uma vasta caracterização dos materiais. Como tal, neste capítulo descrevem-se simplificada e as propriedades dos materiais considerados possíveis de variar no software ATENA 3D. Estas, encontram-se organizadas por Tabelas contemplando todas as propriedades dos materiais necessárias para uma correta simulação numérica dos ensaios experimentais realizados nos arcos de alvenaria, ficando apenas a faltar a caracterização da ligação FRP-alvenaria. Uma vez que não é possível definir as propriedades de ligação FRP-alvenaria no ATENA 3D, devido ao tipo de reforço utilizado, nomeadamente, o uso de cabos externos na caracterização do FRP, considera-se a ligação FRP-alvenaria como perfeita. Assim, a rotura do FRP ocorre sempre por tensões de tração superiores à tensão resistente e nunca por descolamento da interface FRP-alvenaria. Foi escolhida este tipo de reforço, devido a este permitir a aplicação de pré-esforço nos cabos, que será usado mais à frente.

Estas Tabelas vão servir como base fundamental das propriedades dos materiais necessárias para uma correta modelação dos ensaios experimentais, sendo que a ausência de algum destes dados não é aceitável pelo software ATENA 3D. Assim, nos valores das propriedades em falta usou-se valores encontrados na bibliografia.

O material escolhido para caracterizar a argamassa, o Tijolo e o betão foi o “3D Nonlinear cementitious 2”, o material escolhido para caracterizar a interface entre o tijolo e a argamassa foi o “3D Interface” e por fim o FRP foi caracterizado com o material “Reinforcement”.

3.4.1. Argamassa e Tijolo

A argamassa e o tijolo são caracterizados com as propriedades expressas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Propriedades do Material, Atena

Propriedade	Grandeza	Definição
E	MPa	Módulo de elasticidade
μ	-	Coefficiente de Poisson
f_t	MPa	Tensão de rotura à tração
f_c	MPa	Tensão de rotura à compressão
G_f	MN/m	Energia de fratura
ρ	MN/m ³	Peso volúmico

3.4.2. Interface Tijolo-Argamassa

O interface Tijolo-Argamassa é caracterizado com as propriedades do material expressas na seguinte Tabela:

Tabela 3.2 - Propriedades do Interface, Atena

Propriedade	Grandeza	Definição
K_{nn}	MN/m ³	Módulo de rigidez normal
K_{tt}	MN/m ³	Módulo de rigidez ao corte
f_t	MPa	Tensão efetiva resistente à tração
c	MPa	Coesão
ϕ	Tan(α)	Coeficiente de atrito

3.4.3. FRP

O FRP é caracterizado com o diagrama força-extensão, obtido na realização do ensaio experimental de tração pura. Juntando a área de secção, pode-se resumir as propriedades do material como na seguinte Tabela:

Tabela 3.3 - Propriedades FRP, Atena

Propriedade	Grandeza	Definição
f_t	MPa	Tensão de rotura à tração
ϵ_u	%	Extensão última de rotura à tração
E	MPa	Módulo de elasticidade
A_{FRP}	m ²	Área transversal de FRP

3.5. Modelação de alguns arcos documentados na literatura

Para comprovar a eficiência do programa de modelação de elementos finitos, ATENA 3D, na modelação numérica de arcos de alvenaria foram modelados vários ensaios experimentais realizados por dois autores diferentes. O objetivo é obter os diagramas força-deslocamento dos ensaios experimentais, tendo por base as dimensões e as características dos materiais obtidas na caracterização experimental levada a cabo pelos respetivos. Em qualquer das simulações aqui realizadas, os gráficos obtidos consistem em um deslocamento vertical imposto a um quarto de vão do arco e a correspondente força resultante, até este não resistir mais ao deslocamento imposto. Os incrementos nas modelações são de cerca de 0,05 mm por passo. Nas características dos materiais não determinadas pelos autores, utilizaram-se valores encontrados na bibliografia, dentro do espectro da propriedade em causa para cada material.

3.5.1 Simulação numérica do ensaio experimental da Universidade do Minho (2010)

Na simulação numérica foram consideradas a geometria e as dimensões dos modelos ensaiados na Universidade do Minho em 2007 (Sanchez 2007). Os arcos ensaiados têm a geometria apresentada nas Figuras 3.15 e 3.16. O ponto a vermelho corresponde ao centro do círculo circunscrito no intradorso do arco e o vetor a vermelho corresponde à força aplicada neste. A geometria do arco modelado, assim como todas as ligações interface argamassa-tijolo, foram desenhadas ao pormenor, de acordo com a geometria dos arcos ensaiados por estes investigadores.

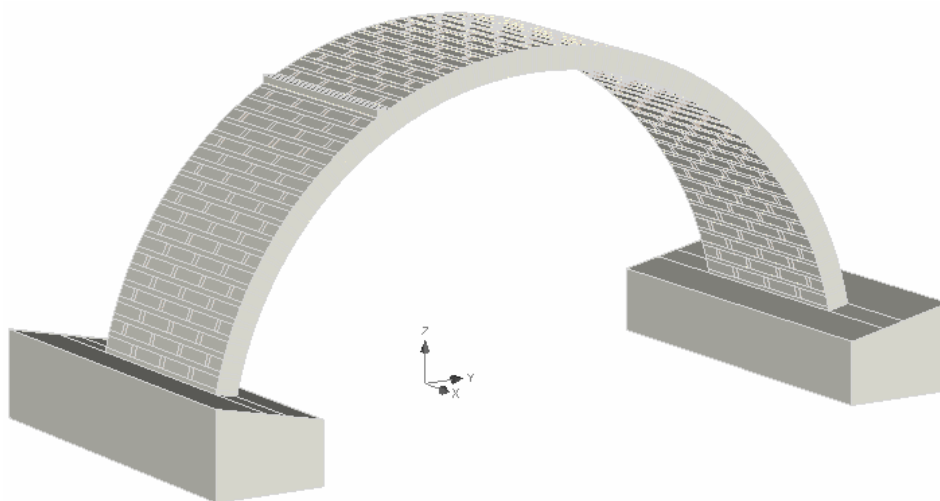


Figura 3.15 - Geometria do arco da Universidade do Minho em 3D com base em (Sanchez 2007)

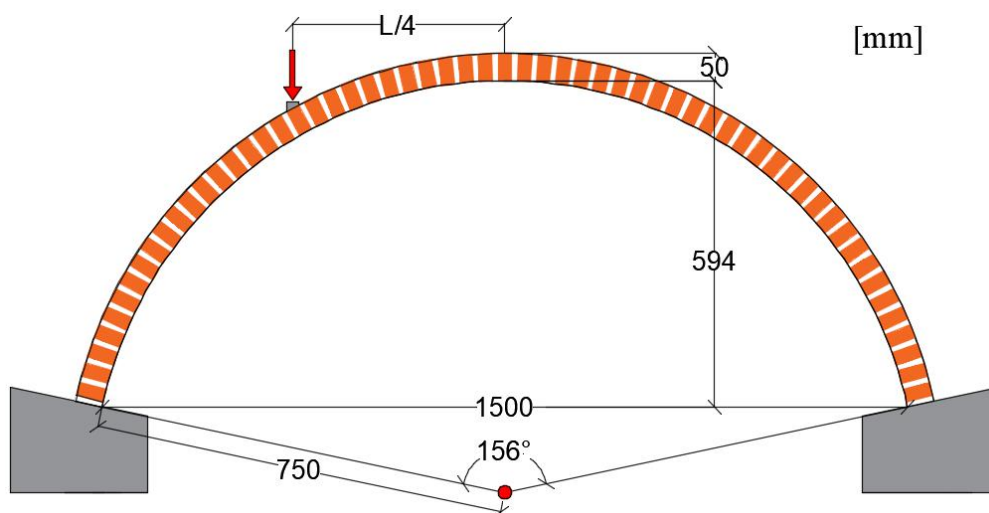


Figura 3.16 - Geometria do arco da Universidade do Minho em 2D e local de aplicação de carga com base em (Sanchez 2007).

As características da geometria do arco encontram-se na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Características da geometria do arco da Universidade do Minho com base em (Sanchez 2007)

Característica	Grandeza	valor
Dimensão tijolos	mm	100 x 50 x 25
nº tijolos (vista frontal)	un.	59
Vão interno	mm	1500
Altura intradorso	mm	594
Altura extradorso	mm	643
Espessura	mm	50
Largura	mm	450
Ângulo de amplitude	°	156
Raio de circunferência	mm	750

A malha adotada na modelação dos arcos consiste em elementos tipo brick, conforme se pode observar na Figura 3.17 para o arco sem reforço e na Figura 3.18 para o arco com reforço por FRP. Nesta malha o espaçamento entre cada ponto de integração é de 2,5 cm.

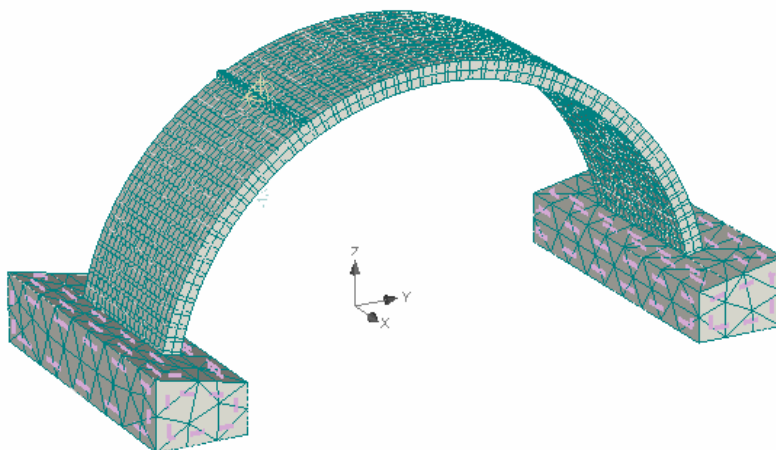


Figura 3.17 - Malha adotada para simulação do arco sem reforço

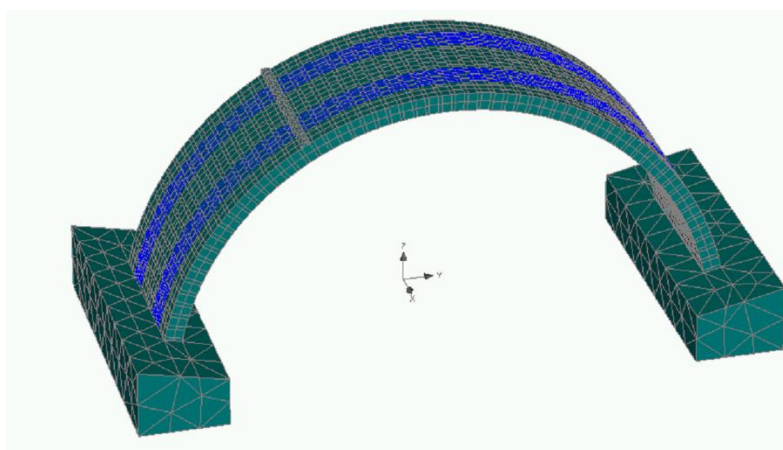


Figura 3.18 - Malha adotada para simulação do arco com reforço com FRP no extradorso

As duas bases de betão na face inferior em contanto com o pavimento, encontram-se completamente fixas. Estas absorvem deslocamentos e rotações nos três eixos. A cunha de transmissão de força é caracterizada por um material elástico isotrópico, sem tensão de rotura, de forma a induzir rotura no arco e não na cunha de transmissão de carga. O deslocamento imposto a um quarto de vão, localiza-se pontualmente na cunha, na face superior desta, centrada tendo em conta a largura do arco.

Na realização das modelações dos arcos foram adotadas as propriedades de caracterização da interface (Com elementos de interface tijolo-argamassa), bem como se ignoraram essas mesmas propriedades de ligação tendo-se, por conseguinte, assumido uma ligação perfeita entre materiais (Sem elementos de interface tijolo-argamassa), obrigando por essa via que, a rotura do arco ocorra no material em vez de na interface tijolo-argamassa.

Na Tabela 3.5 encontram-se as propriedades dos materiais adotadas nas modelações. Os valores com um asterisco (*), correspondem às propriedades dos materiais não caracterizadas por esta Universidade, tendo-se adotado valores para estas propriedades em falta, na bibliografia encontrada. Tendo-se dado mais rigor nos valores usados na caracterização da argamassa, visto ser o material condicionante. A energia de fratura da argamassa G_f foi baseada nos valores de (Nežerka et al. 2014), na tensão de rotura à tração da argamassa f_t , usou-se o valor caracterizado por (Alecci, Focacci, et al. 2016). Uma vez que, não se encontrou bibliografia em relação à tensão de rotura à tração do tijolo f_t .

usou-se um valor 4 MPa de modo à rotura por tração ocorrer na interface tijolo-argamassa ou na própria argamassa.

Tabela 3.5 - Caracterização Tijolo

Propriedade	Grandeza	Caracterizado
E	MPa	4890
μ	-	0,2
f_t	MPa	4,0*
f_c	MPa	8,7
G_f	MN/m	2,50E-4*
ρ	MN/m ³	0,018*

Tabela 3.6 - Caracterização Argamassa

Propriedade	Grandeza	Caracterizado
E	MPa	1800
μ	-	0,2
f_t	MPa	0,3*
f_c	MPa	7,3
G_f	MN/m	1,00E-5*
ρ	MN/m ³	0,018*

Tabela 3.7 - Caracterização interface tijolo-argamassa

Propriedade	Grandeza	caracterizado
K_{nn}	MN/m ³	2,40E-05
K_{tt}	MN/m ³	1,00E-05
f_t	MPa	0,18
c	MPa	0,3
ϕ	Tan(α)	0,75

Tabela 3.8 - Caracterização GFRP

Propriedade	Grandeza	caracterizado
f_t	MPa	1473
ϵ_u	%	3,658
E	MPa	80160
A_{FRP}	m ²	1,49E-05 / 2,38E-05

3.5.1.1. Simulação numérica dos arcos sem reforço

De seguida, na Figura 3.19, mostram-se os diagramas força-deslocamento das simulações numéricas efetuadas, sem interface e com interface, juntamente com o diagrama obtido no ensaio experimental. Considerou-se como referência para o diagrama força-deslocamento experimental, o diagrama do arco US2 (Oliveira et al. 2010).

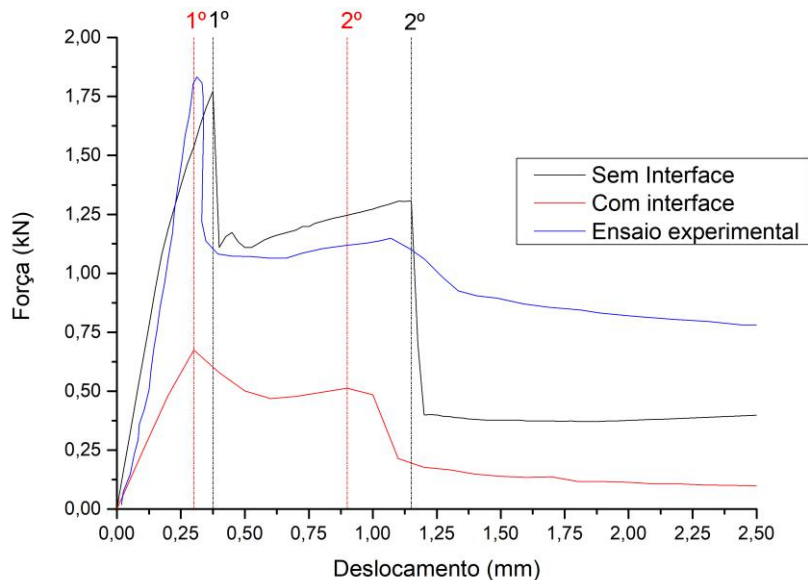


Figura 3.19 - Diagrama força - deslocamento do arco sem reforço

Analisando os diagramas obtidos na Figura 3.19, verifica-se que o diagrama mais similar ao ensaio experimental nas modelações efetuadas, corresponde à modelação do modelo sem elementos de interface. Este é caracterizado por uma rigidez inicial superior à do ensaio experimental e um pico máximo e um patamar de cedência, muito similar ao do ensaio experimental. Já com interface, o valor de pico não foi alcançado, no entanto, a capacidade resistente para o deslocamento imposto foi bastante similar ao do ensaio experimental, uma vez que, o arco colapsou com um deslocamento imposto semelhante.

Analisando a simulação numérica, constata-se que a perda súbita de carga após o pico inicial, se deve ao surgimento de duas fendas, uma no intradorso no local da carga e outra no intradorso no apoio à direita. No local de aplicação da carga é visível um acumular de tensões de tração, seguida da ausência destas, devido ao surgimento da fenda. Já no apoio à direita, verifica-se que a dimensão da fenda aumentou, tendo aberto completamente, sem oferecer resistência, no trecho descendente após o pico máximo.

Ao longo do patamar de cedência foram-se criando fendas no extradorso, até que a rotura ocorre com a abertura da fenda no extradorso direito, seguindo-se a fenda do extradorso esquerdo, esta sem oferecer capacidade resistente, surgindo no trecho descendente, após este segundo pico. Agora analisando a modelação com elementos de propriedade de interface.

Analisando a simulação numérica, conclui-se que a perda de carga após o primeiro pico máximo, se deve ao surgimento da primeira fenda. Após o primeiro pico máximo, verificamos que a seguir à primeira fenda, a segunda fenda será no intradorso junto ao apoio direito, devido ao acumular de tensões neste local, no entanto, esta abre sem oferecer resistência no trecho descendente do diagrama, à semelhança da modelação numérica sem elementos de interface. No segundo pico máximo, onde é possível de evidenciar o acumular de tensões no extradorso direito do arco, comprova-se que a perda de carga resistente se deve ao surgimento da terceira fenda. Após a formação da terceira fenda, a quarta fenda encontra-se em formação, e à semelhança da segunda fenda, esta fenda ocorre no trecho descendente do diagrama, sem oferecer resistência.

Assim conclui-se que a ordem do aparecimento de fendas é:

1. Intradorso no local da aplicação da carga
2. Intradorso junto ao apoio da direita
3. Extradorso direito
4. Extradorso esquerdo

Esta ordem de surgimento de fendas, está de acordo com a ordem determinada pela Universidade de Florença (Briccoli Bati et al. 2007).

3.5.1.2. simulação numérica dos arcos reforçados com GFRP

De seguida, apresentam-se os diagramas força-deslocamento das modelações efetuadas para os arcos reforçados com GFRP pelo seu extradorso. Por problemas de convergência no decorrer das modelações numéricas, apenas se conseguiu realizar modelações numéricas sem elementos de propriedade de interface tijolo-argamassa. Foram modelados arcos, com duas bandas de GFRP de 0.149 mm de espessura com 50 mm largura e com 80 mm de largura, à semelhança do ensaio experimental realizado nesta Universidade.

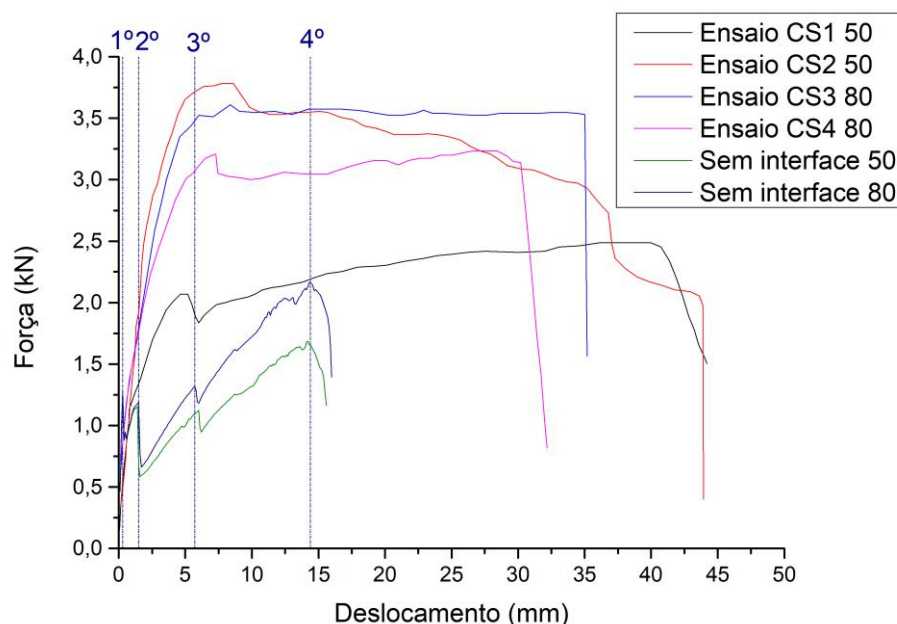


Figura 3.20 - Diagrama força-deslocamento, com reforço

Observando os diagramas conclui-se que as modelações, não são similares aos diagramas do ensaio. Nas modelações a rigidez inicial é superior às dos ensaios, no entanto, após o surgimento das fendas e consequente perda de carga resistente, a capacidade resistente volta a aumentar gradualmente até à rotura, enquanto nos ensaios experimentais, a carga aumenta até o pico máximo, seguindo-se um patamar de cedência até à rotura. A diferença nos diagramas pode ser devido a uma má caracterização da área de secção transversal do FRP. O aumento da secção de FRP nas modelações desencadeou um aumento na capacidade de carga, mantendo-se os mesmos níveis de ductilidade. Já no ensaio experimental, tal não se verificou, a menos que se considere o diagrama do arco CS2 inválido. De seguida vamos analisar as tensões e o surgimento de fendas ao longo das modelações efetuadas. Visto que as duas modelações tiveram um comportamento similar, apenas se analisou a modelação “sem interface 80”. Observando o diagrama da Figura 3.29 constata-se que existem 4 picos máximos. Sendo que após o segundo pico máximo as quatro fendas características do mecanismo de rotura, já se encontram formadas.

No primeiro pico, abriu fenda no intradorso do local de aplicação de carga, seguindo-se no troço descendente (sem oferecer resistência) a abertura completa da fenda no intradorso do lado direito. No segundo pico, abriu a fenda no extradorso do lado direito e a fenda no extradorso do lado esquerdo. No terceiro pico, ocorreu um ligeiro deslizamento na junta proxima do acumular de tensões visível a verde, no extradorso esquerdo. No quarto pico dá-se a rotura do arco, e à semelhança do ensaio experimental, esta deve-se à rotura da junta de argamassa junto ao apoio direito, como se pode ver nas Figura 3.30.

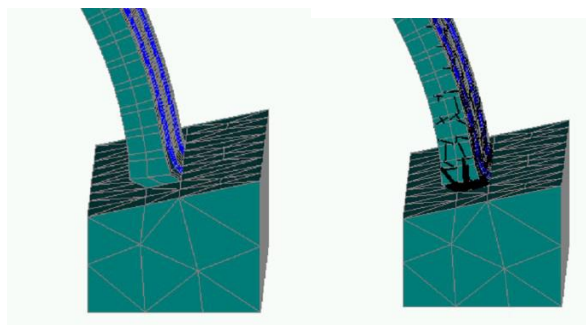


Figura 3.30 - Rotura por deslizamento por corte

3.5.2. Simulação numérica do ensaio experimental realizado na Universidade de Florença (2016)

Na simulação numérica foram consideradas a geometria e as dimensões dos modelos ensaiados na Universidade de Florença em 2016 (Alecci, Focacci, et al. 2016). Os arcos ensaiados pela Universidade de Florença apresentam a geometria apresentada na Figura 3.31 e na Figura 3.32, em 3D e 2D, respectivamente. O ponto a vermelho corresponde ao centro do círculo circunscrito no intradorso do arco e o vetor a vermelho corresponde à força aplicada neste. A geometria do arco modelado, assim como todas as ligações interface argamassa-tijolo, foram desenhadas ao pormenor, de acordo com a geometria dos arcos ensaiados por esta Universidade.

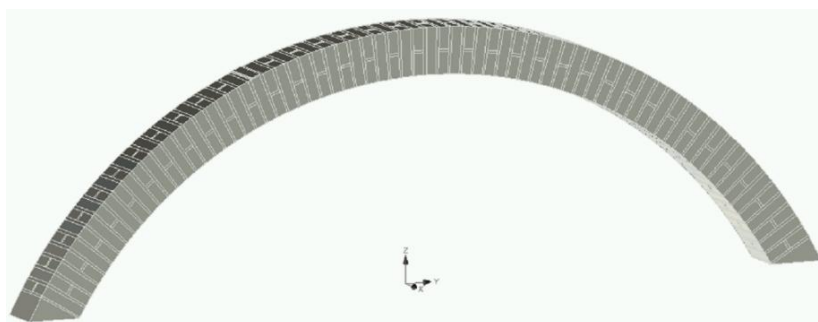


Figura 3.31 - Geometria do arco da Universidade de Florença em 3D com base em (Alecci, Focacci, et al. 2016)

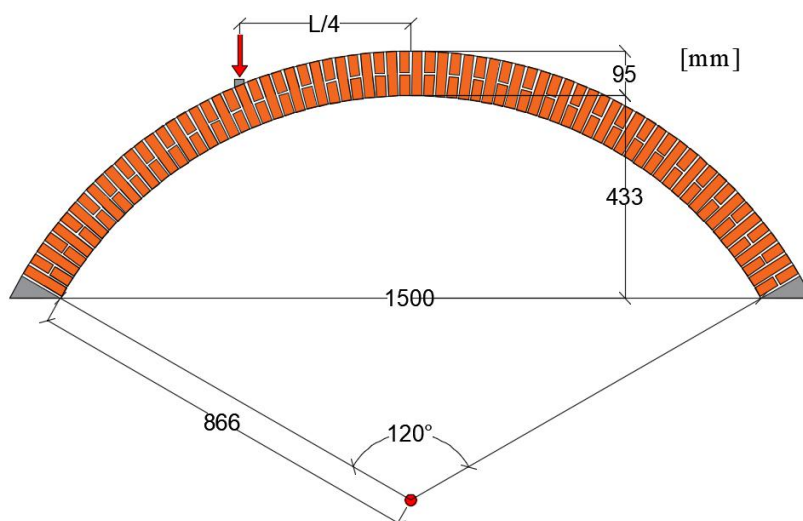


Figura 3.32 - Geometria do arco da Universidade de Florença em 2D e carga aplicada com base em (Alecci, Focacci, et al. 2016)

As características da geometria do arco encontram-se na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 - Características da geometria do arco da Universidade do Minho com base em (Alecci, Focacci, et al. 2016)

Característica	Grandeza	valor
Dimensão tijolos	mm	95x46x21
nº tijolos (vista frontal)	un.	72
Vão interno	mm	1500
Altura intradorso	mm	433
Altura extradorso	mm	528
Espessura	mm	95
Largura	mm	95
Ângulo de amplitude	°	120
Raio de circunferência	mm	866

A malha de elementos finitos dos arcos modelados é constituída por elementos tetraédricos. O espaçamento entre cada ponto de integração é de 2,5 cm. De seguida, nas Figuras 3.33 e 3.34, encontra-se ilustrado os dois tipos de malhas utilizados, sem reforço e com reforço no extradorso, com CFRP e PBO.

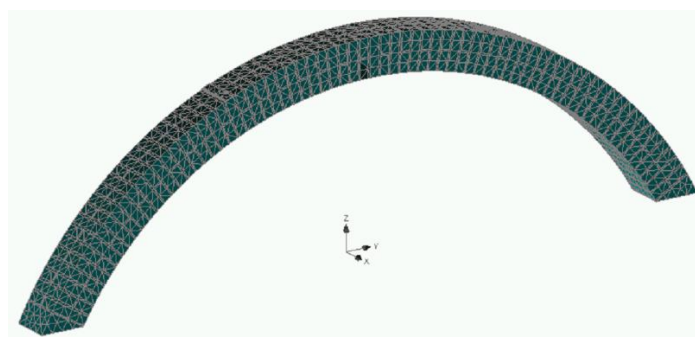


Figura 3.33 - Malha sem reforço

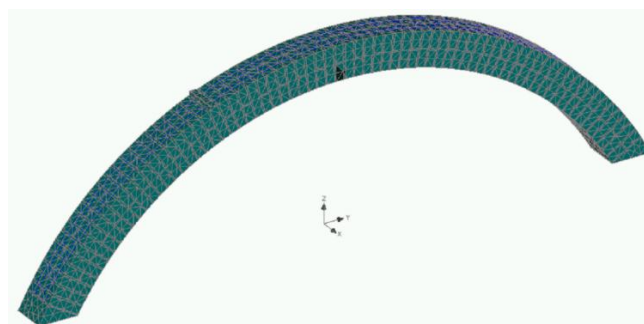


Figura 3.34 - Malha com reforço

As duas bases de aço na face inferior, encontram-se completamente fixas. Estas absorvem deslocamentos e rotações nos três eixos. A cunha de transmissão de força é caracterizada por um material elástico isotrópico, sem tensão de rotura, de forma a induzir rotura no arco e não na cunha de transmissão de carga. O deslocamento imposto a um quarto de vão, localiza-se pontualmente na cunha, na face superior desta, centrada tendo em conta a largura do arco.

Na realização das modelações dos arcos foram adotadas as propriedades de caracterização na interface (Com elementos de interface tijolo-argamassa), bem como se ignoraram essas mesmas propriedades de ligação tendo-se, por conseguinte, assumido uma ligação perfeita entre materiais

(Sem elementos de interface tijolo-argamassa), obrigando por essa via que, a rotura do arco ocorra no material em vez de na interface tijolo-argamassa.

Na Tabela 3.10 encontram-se as propriedades dos materiais adotadas nas modelações. Os valores com um asterisco (*), correspondem às propriedades dos materiais não caracterizadas por esta Universidade, tendo-se adotado valores para estas propriedades em falta na bibliografia encontrada. Tendo-se dado mais rigor nos valores usados na caracterização da argamassa, visto ser o material condicionante. A energia de fratura da argamassa G_f , foi baseada nos valores de (Nežerka et al. 2014). Uma vez que, não se encontrou bibliografia em relação à tensão de rotura à tração do tijolo f_t , usou-se um valor 4 MPa, de modo à rotura por tração ocorrer na interface tijolo-argamassa ou na própria argamassa. O K_{nn} e o K_{tt} foram determinados empiricamente, modelação após modelação, visto que utilizando os valores provenientes de Ismael Basilio, o diagrama força-deslocamento ficava muito aquém da modelação sem elementos de propriedade de interface.

Tabela 3.10 - Caracterização Tijolo

Propriedade	Grandeza	Caracterizado
E	MPa	2701,8
μ	-	0,2
f_t	MPa	4*
f_c	MPa	24,1
G_f	MN/m	2,50E-04*
ρ	MN/m ³	0,018*

Tabela 3.11 - Caracterização Argamassa

Propriedade	Grandeza	Caracterizado
E	MPa	727,7
μ	-	0,2
f_t	MPa	0,3
f_c	MPa	3,2
G_f	MN/m	1,0E-05*
ρ	MN/m ³	0,018*

Tabela 3.12 - Caracterização Interface

Propriedade	Grandeza	caracterizado
K_{nn}	MN/m ³	6,00E+06*
K_{tt}	MN/m ³	7,00E+05*
f_t	MPa	0,3
c	MPa	0,26
ϕ	Tan(α)	0,6

Tabela 3.13 - Caracterização FRP

Propriedade	Grandeza	PBO	CFRP
f_t	MPa	3328	4800
ϵ_u	%	1,49	2
E	MPa	223382	240000
A_{FRP}	m ²	1,33E-06	1,62E-05

3.5.2.1. Simulação numérica dos arcos sem reforço

De seguida, na Figura 3.35 apresentam-se os diagramas força-deslocamento das modelações efetuadas, sem interface, com interface e o respetivo ensaio experimental.

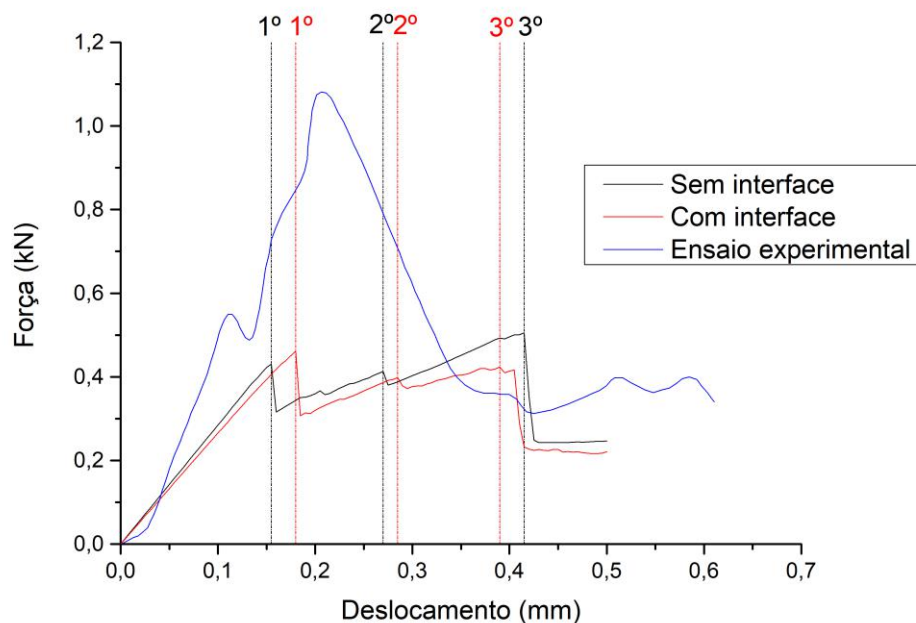


Figura 3.35 - Diagrama Força - Deslocamento do arco sem reforço

Observando o diagrama força-deslocamento da Figura 3.35, verifica-se que as modelações apresentaram uma rigidez inicial menor e um valor de pico máximo menor, comparando com o ensaio experimental. A característica do material mais condicionante para a resistência do arco à ação imposta, é a tensão de rotura à tração da argamassa (f_t), pois, sempre que as tensões de tração alcançam este valor, forma-se uma fenda, seguindo-se a perda de capacidade resistente. Observando os diagramas força-deslocamento da Figura 3.35, constata-se que as modelações não alcançaram o valor de pico do ensaio. Isto, deve-se ao fato de nas modelações se ter mantido o valor obtido pela Universidade de Florença, na caracterização da tensão de rotura à tração da argamassa (f_t), pois, quanto maior este valor, maior o pico máximo resistente. A Universidade de Florença, realizou o ensaio preconizado na norma EN 1052-3, que consiste em ensaiar blocos de alvenaria ao corte. Blocos estes, designados de triplete, como mostra a Figura 3.36. Estes consistem em três tijolos em fila, ligados por argamassa, entre eles.

Ao ensaiar os triplete ao corte, com e sem compressão lateral, registando a tensão de corte τ , e a tensão de compressão σ , com uma regressão linear consegue-se traçar a reta preconizada na Figura 3.37, cuja a inclinação, corresponde ao coeficiente de atrito da ligação tijolo-argamassa.

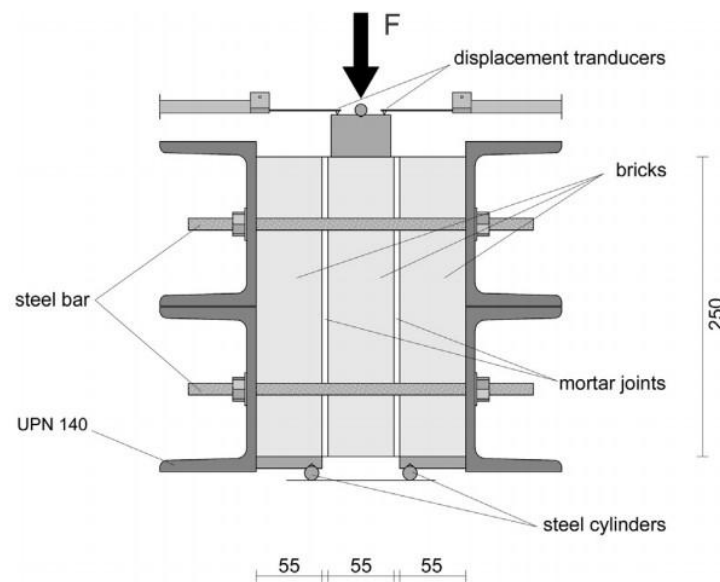


Figura 3.36 - Sistema de ensaio do Triplete (Alecci, Focacci, et al. 2016)

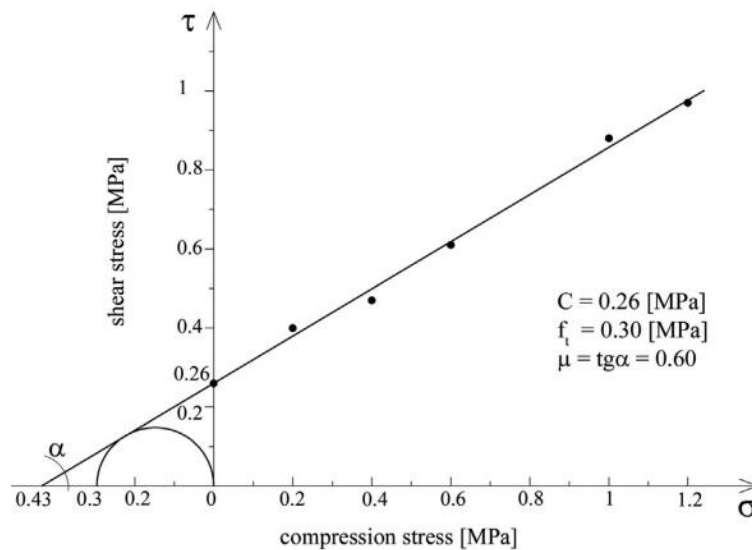


Figura 3.37 - Triplete resultados (Alecci, Misseri, et al. 2016)

Com base na envolvente de ruptura obtida a partir dos ensaios realizados por Rovero (Alecci, Focacci, et al. 2016) para caracterizar a ligação tijolo-argamassa utilizada nos arcos, segundo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, consegue-se determinar a tensão de ruptura à tração da argamassa (f_t), a coesão (c) e o coeficiente de atrito (μ). Deste modo não se alterou o f_t caracterizado nas modelações, sendo que para alcançar o valor de pico do ensaio, o valor de f_t adotaria valores superiores a 1 MPa.

A diferença de rigidez inicial no diagrama da Figura 3.35, pode-se dever a uma deficiente caracterização do módulo de elasticidade da argamassa. Observando o diagrama do ensaio experimental, verifica-se que este manteve a mesma rigidez após o primeiro pico, o que não acontece nas modelações.

Ao observar os diagramas obtidos no gráfico da Figura 3.35, para as modelações efetuadas é claro que tanto com interface, como sem interface, os diagramas são caracterizados por três picos máximos. Após o primeiro pico, o arco perde alguma resistência, seguindo-se novo aumento de resistência com

menor rigidez, até alcançar o terceiro pico máximo. De notar que o segundo pico máximo, teve apenas uma ligeira perda de capacidade resistente.

A partir da observação das Figuras provenientes da simulação numérica, é possível evidenciar que no primeiro pico, as tensões de tração que vão caracterizar o mecanismo de rotura de quatro fendas do arco, já se encontram a formar. No entanto, a perda de capacidade resistente deste primeiro pico deve-se a formação da primeira fenda no intradorso do arco, no local onde é aplicada a carga. O arco com propriedades de interface tijolo-argamassa, descolou por tensões de tração na interface, enquanto que o arco sem propriedades de interface fendilhou no material, por este ter alcançado a tensão de rotura à tração.

Observando o diagrama força-deslocamento da Figura 3.35, é possível reparar num segundo pico máximo. Este pico pequeno corresponde à formação da segunda fenda no intradorso junto ao apoio da direita. O terceiro pico máximo e a consecutiva perda de carga, deve-se á formação da terceira fenda que se encontra no extradorso do lado direito. Após esta fenda, forma-se a última fenda no extradorso do lado esquerdo, que sem oferecer resistência ao deslocamento imposto, leva ao mecanismo de rotura do arco.

3.5.2.2. Simulação numérica dos arcos reforçados com FRP

De seguida, apresentam-se os diagramas força-deslocamento das modelações efetuadas para os arcos reforçados com FRP. Por problemas de convergência no decorrer das modelações numéricas, apenas se conseguiu realizar modelações numéricas sem elementos de propriedade de interface tijolo-argamassa. Foram modelados arcos reforçados com PBO e arcos reforçados com CFRP, à semelhança do ensaio experimental.

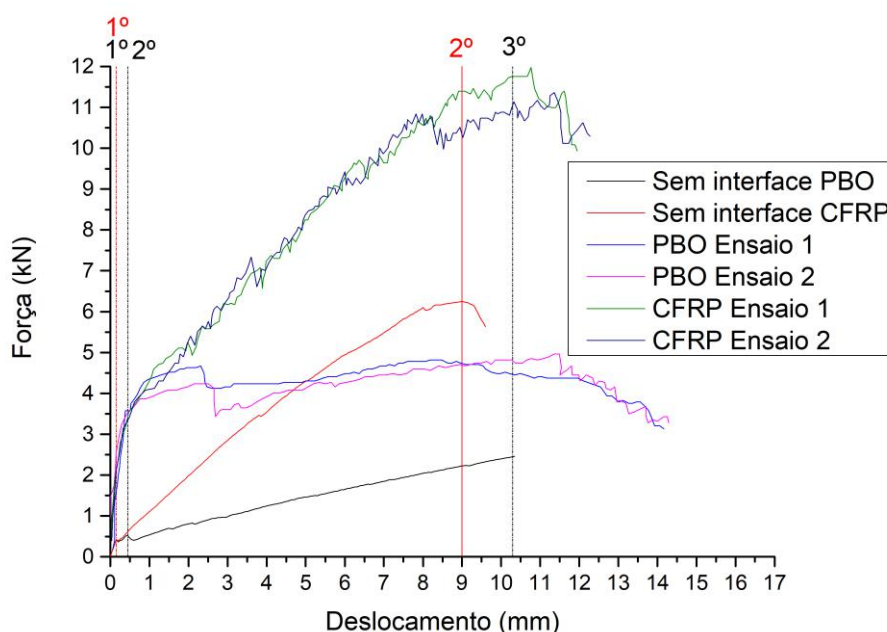


Figura 3.38 - Diagrama força-deslocamento, com reforço no extradorso por PBO e CFRP

Analisando os diagramas força-deslocamento da Figura 3.38, observa-se mais uma vez, que os valores de força máxima resistente e de deslocamento máximo resistente, nas modelações numéricas efetuadas, ficaram aquém dos valores do ensaio experimental. No entanto, as similaridades entre cada tipo de reforço modelado com os respetivos ensaios experimentais são óbvias. As rigidezes iniciais são superiores nos ensaios experimentais comparativamente com as modelações efetuadas.

A modelação numérica efetuada para o reforço no extradorso com CFRP, é caracterizada por dois picos máximos. O primeiro pico e consequente perda de força resistente, deve-se ao surgimento da primeira fenda no intradorso do arco. Seguidamente, o arco aumenta a sua força resistente ao deslocamento imposto à medida que este vai aumentando. As três fendas seguintes surgem neste

troço ascendente (apesar de não ser visível a sua consequente perda de capacidade resistente), sendo que as fendas no extradorso, são impedidas de abrir devido ao reforço no extradorso do arco. O arco é levado à rotura devido à abertura excessiva das quatro fendas características, que por este meio, levaram ao modelo numérico a não convergir numericamente.

A modelação numérica efetuada para o reforço no extradorso com PBO, é caracterizada por três picos máximos. O primeiro pico e consequente perda de força resistente, deve-se ao surgimento da primeira fenda no intradorso do arco no local de aplicação da carga, seguida da fenda no intradorso junto ao apoio direito. O segundo pico e consequente perda de carga, devem-se ao surgimento das últimas duas fendas. A partir deste segundo pico, a resistência do arco ao deslocamento imposto, foi gradualmente aumentando até à rotura, enquanto que no ensaio experimental, apos o pico máximo e consequente perda resistente, ocorre um patamar de cedência constante até à rotura no arco. A rotura na modelação mais uma vez, ocorreu devido à abertura excessiva das quatro fendas características, que por este meio, levaram ao modelo numérico a não convergir numericamente.

Na Figura 3.51 está evidenciada a força nas fibras de PBO antes da rotura. A escala à direita encontra-se em MN.

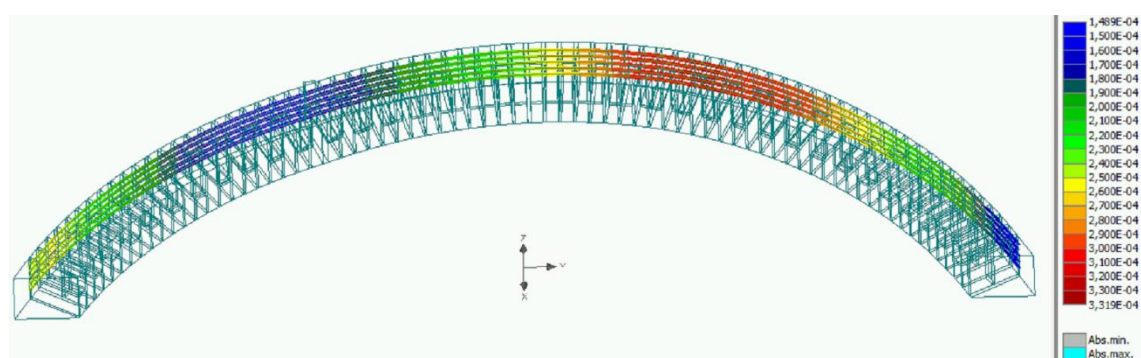


Figura 3.39 - Força nas fibras de PBO antes da rotura

É facilmente observável na Figura 3.39, que a zona do FRP onde ocorre os maiores esforços de tração uniaxial nos fios, é no quarto de vão oposto ao da aplicação do deslocamento imposto. Este dado é muito importante, pois, desta forma sabemos o local de extensão máxima da fibra para o ensaio em questão.

4. Ensaaios Experimentais

Neste capítulo, será descrito o processo de caracterização dos materiais, seguido das etapas de construção dos arcos de alvenaria de tijolo. Por fim, será descrito o sistema de ensaio utilizado nos ensaios experimentais, assim como a análise de resultados dos ensaios realizados.

4.1. Caracterização dos Materiais

Todas as propriedades dos Materiais foram obtidas usando normas europeias para sua caracterização.

4.1.1. Tijolo

Os tijolos para a realização deste estudo científico, foram cedidos pela empresa Cerâmica Torreense, Lda.

4.1.1.1 Dimensões

As dimensões dos tijolos maciços foram determinadas através da norma EN 772-16. Esta norma determina o comprimento (l_u), a largura (w_u) e a altura (h_u) em mm de cada tijolo, de forma a determinar as dimensões médias destes.



Figura 4.1 - Tijolos antes de serem medidos

A norma prevê uma amostragem mínima de 6 tijolos. Não existindo falta de tijolos, neste ensaio foram usados e medidos 22 tijolos, como mostra a Tabela:

Tabela 4.1 - Dimensões dos tijolos

Tijolo (u)	Dimensões [mm]		
	Altura (h_u)	Largura (w_u)	Comprimento (l_u)
1	69	105	225
2	71	105	226
3	72	105	225
4	70	105	225
5	69	106	225
6	69	106	225
7	69	105	224
8	70	106	224
9	69	104	224
10	69	105	226
11	69	106	225
12	68	104	225
13	68	104	224

Tabela 4.2 - Dimensões dos tijolos (continuação)

Tijolo (u)	Dimensões [mm]		
	Altura (h_u)	Largura (w_u)	Comprimento (l_u)
15	69	105	227
16	69	105	224
17	68	104	224
18	69	105	224
19	69	105	225
20	69	105	224
21	68	104	224
22	69	105	224
média	69,1	105	224,7

4.1.1.2. Peso volúmico

O peso volúmico dos tijolos foi determinado através da norma EN 772-13 e a norma EN 772-3. Foram colocados 12 tijolos num forno ventilado a uma temperatura de $105\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$. Passadas 24 horas após a colocação, os tijolos foram pesados. Novamente após 24 horas, os tijolos foram pesados. Como a perda de massa entre as duas pesagens consecutivas foi inferior a 0.2% da massa total, foi registado a massa seca ($m_{\text{dry},u}$) em g.



Figura 4.2 - Tijolos antes de serem colocados na estufa

Para determinar a massa volúmica real dos tijolos, foram medidas as dimensões individuais de cada espécime, onde foi determinado o comprimento (l_u), a largura (w_u) e a altura (h_u) em mm de cada tijolo.



Figura 4.3 - Tijolos após serem submersos em água

Os tijolos foram submersos dentro de água e pode-se constatar na Figura 4.3 o borbulhar do ar a ser expelido dos tijolos. Após 24 horas foram pesados por uma pesagem hidrostática.

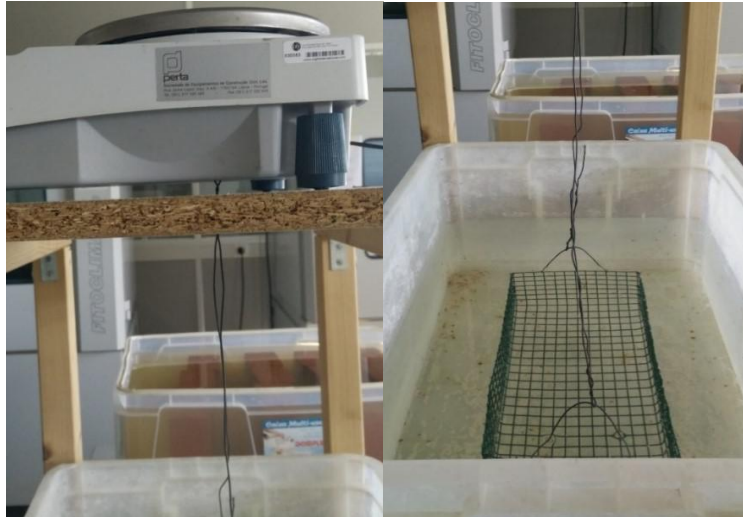


Figura 4.4 - Pesagem hidrostática 1

Figura 4.5 - Pesagem hidrostática 2

Quando os tijolos deixaram de expelir ar fez-se a segunda pesagem hidrostática, e como a perda de massa entre as duas pesagens consecutivas foi inferior a 0.2%, registou-se a massa aparente do tijolo submerso (M_{wu}) em g. Seguidamente, retirou-se o provete de dentro de água e com uma toalha húmida removeu-se o excesso de água das faces deste, para de imediato, se pesar o tijolo e determinar a massa deste fora de água (M_{au}) em g.

Após este processo, calcula-se o volume real do tijolo (V_{nu}) em mm^3 , onde $\rho_w = 0.01 \text{ g/mm}^3$ é a massa volúmica da água, obtido através da seguinte formula:

$$V_{nu} = \frac{M_{au} - M_{wu}}{\rho_w} \quad (4.1)$$

Calcula-se o volume aparente do tijolo (V_{gu}) em mm^3 através da seguinte formula:

$$V_{gu} = l_u \times w_u \times h_u \quad (4.2)$$

Calcula-se o volume de vazios (V_{vu}) em mm^3 :

$$V_{vu} = V_{gu} - V_{nu} \quad (4.3)$$

Por fim, calcula-se a massa volúmica real do tijolo (ρ_{nu}) em Kg/m^3 :

$$\rho_{nu} = \frac{m_{drV_u}}{V_{nu}} \times 10^6 \quad (4.4)$$

E a massa volúmica aparente do tijolo (ρ_{gu}) em Kg/m^3 :

$$\rho_{gu} = \frac{m_{drV_u}}{V_{gu}} \times 10^6 \quad (4.5)$$

Tabela 4.3 - Resumo Peso Volúmico

Tijolo		1	2	3	4	5	6
m_{drY,u}	1º (g)	3426,6	3409,7	3423,0	3415,3	3429,3	3410,6
	2º (g)	3426,0	3409,2	3422,5	3414,7	3428,2	3409,6
Erro	(%)	0,02%	0,01%	0,01%	0,02%	0,03%	0,03%
l_u	(mm)	225	225	224	224	227	224
w_u		106	104	104	104	105	105
h_u		69	68	68	69	69	69
M_{wu}	1º (g)	2089	2050	2054	2059	2098	2067
	2º (g)	2089	2050	2055	2059	2098	2067
Erro	(%)	0,00%	0,00%	0,05%	0,00%	0,00%	0,00%
M_{au}	(g)	3686,5	3601,7	3603,6	3616,4	3707,4	3639,1
V_{nu}	(mm³)	1,6E+06	1,6E+06	1,5E+06	1,6E+06	1,6E+06	1,6E+06
V_{gu}		1,6E+06	1,6E+06	1,6E+06	1,6E+06	1,6E+06	1,6E+06
V_{vu}		4,8E+04	4,0E+04	3,6E+04	5,0E+04	3,5E+04	5,1E+04
V_{vu}	(%)	2,93%	2,48%	2,24%	3,11%	2,14%	3,13%
ρ_{n,u}	(Kg/m³)	2144,6	2197,1	2210,1	2192,6	2130,1	2168,8
ρ_{g,u}		2081,9	2142,5	2160,5	2124,3	2084,5	2101,0
Y_{n,u}	(KN/m³)	21,4	22,0	22,1	21,9	21,3	21,7
Y_{g,u}		20,8	21,4	21,6	21,2	20,8	21,0

Tijolo		7	8	9	10	11	12	média
m_{drY,u}	1º (g)	3407,4	3429,3	3425,0	3411,2	3416,4	3418,1	3 418,5
	2º (g)	3406,5	3428,5	3424,2	3410,5	3415,6	3417,5	3 417,8
Erro	(%)	0,03%	0,02%	0,02%	0,02%	0,02%	0,02%	0,02%
l_u	(mm)	224	224	225	224	224	224	224,5
w_u		104	105	105	105	104	105	104,7
h_u		68	69	69	69	68	69	68,7
M_{wu}	1º (g)	2059	2084	2083	2068	2061	2074	2 070,5
	2º (g)	2059	2084	2083	2068	2061	2075	2 070,7
Erro	(%)	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,05%	0,01%
M_{au}	(g)	3619,8	3669,1	3672,5	3641,5	3621,9	3652,2	3 644,3
V_{nu}	(mm³)	1,6E+06	1,6E+06	1,6E+06	1,6E+06	1,6E+06	1,6E+06	1,6E+06
V_{gu}		1,6E+06	1,6E+06	1,6E+06	1,6E+06	1,6E+06	1,6E+06	1,6E+06
V_{vu}		2,3E+04	3,8E+04	4,1E+04	4,9E+04	2,3E+04	4,6E+04	4,0E+04
V_{vu}	(%)	1,47%	2,33%	2,49%	3,04%	1,47%	2,81%	2,47%
ρ_{n,u}	(Kg/m³)	2182,5	2163,0	2154,3	2167,5	2188,2	2166,8	2172,1
ρ_{g,u}		2150,4	2112,6	2100,6	2101,5	2156,1	2105,8	2118,5
Y_{n,u}	(KN/m³)	21,8	21,6	21,5	21,7	21,9	21,7	21,7
Y_{g,u}		21,5	21,1	21,0	21,0	21,6	21,1	21,2

4.1.1.3. Compressão e Módulo de elasticidade

A resistência à compressão foi determinada seguindo os procedimentos da norma EN 772-1. Os tijolos foram colocados num forno ventilado a $105\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$ pelo menos 24 horas. Após serem retirados, ficaram a arrefecer à temperatura ambiente pelo menos 4 horas. As faces dos tijolos a serem ensaiados foram limpas, de modo a remover excessos de argila que possam perturbar a correta distribuição de tensões nas faces em contacto com as chapas da prensa hidráulica. A ficha técnica do tijolo da cerâmica Torreense previa uma resistência à compressão na ordem dos 32,2 MPa, por isso, foi feita incrementos de tensão na ordem dos 0,3 MPa/s como prevê a norma. Os deslocamentos foram determinados fazendo a média das medições dos 4 defletómetros colocados nos cantos da chapa de contacto da prensa. Como se pode ver na Figura 4.6. Os resultados dos 10 tijolos ensaiados encontram-se na Figura 4.7.



Figura 4.6 - Ensaio à compressão

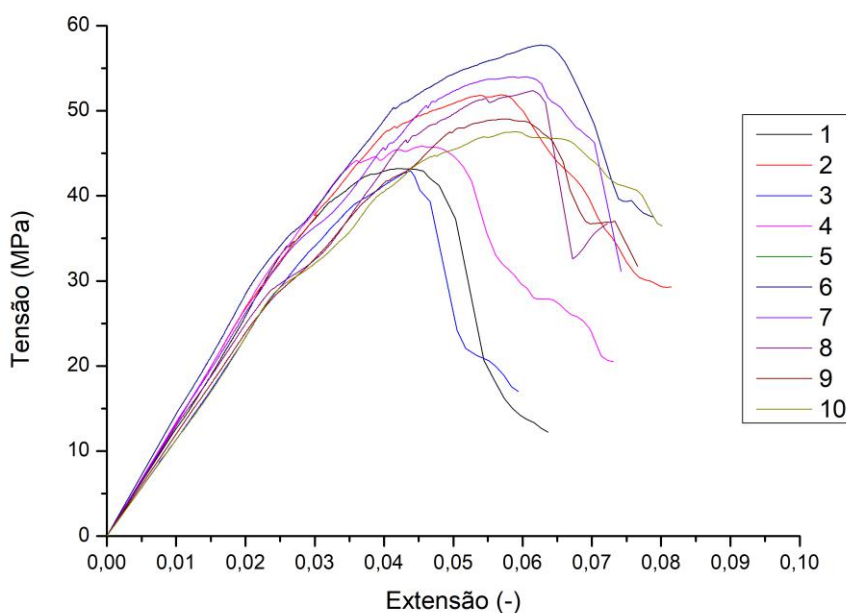


Figura 4.7 - Diagrama tensão-extensão dos tijolos à compressão

Na tabela seguinte, encontra-se o valor máximo da tensão de rotura à compressão (f_c) e o módulo de elasticidade (E) de cada Tijolo. O módulo de elasticidade foi calculado através do declive da reta entre $0,2f_c$ e $0,4f_c$, do diagrama tensão-extensão de cada tijolo.

Tabela 4.4 - Módulo de Elasticidade

Tijolos	f_c		$0,2f_c$		$0,4f_c$		E
	Extensão (-)	Tensão (MPa)	Extensão (-)	Tensão (MPa)	Extensão (-)	Tensão (MPa)	
1	0,057	43,2	0,021	8,6	0,029	17,3	1106
2	0,072	51,9	0,022	10,4	0,030	20,8	1286
3	0,062	42,9	0,025	8,6	0,033	17,2	1138
4	0,060	45,9	0,020	9,2	0,028	18,3	1165
5	0,077	57,7	0,022	11,6	0,031	23,1	1290
6	0,068	57,5	0,021	11,5	0,029	23,0	1335
7	0,071	54,0	0,020	10,8	0,029	21,6	1194
8	0,076	52,4	0,022	10,5	0,031	21,0	1132
9	0,071	49,1	0,020	9,8	0,029	19,6	1095
10	0,073	47,5	0,022	9,5	0,031	19,0	1130
média	0,069	50,2	0,022	10,0	0,030	20,1	1187

4.1.2. Argamassa

A argamassa utilizada na construção dos arcos, designada de REABILITA Cal Consolidação, foi cedida pela empresa Secil Argamassas. O ligante existente nesta argamassa é Cal hidráulica Natural. Esta argamassa contém o agregado e o ligante previamente doseado e misturado, sendo apenas necessário adicionar água. Para cada saco de 25 Kg foi misturado 3,6 litros de água, água esta, que foi gradualmente adicionada à medida que se fazia a mistura. Foi assegurado que todas as misturas de argamassa dos diferentes arcos foram feitas da mesma maneira. Os provetes de argamassa foram ensaiados nas 24 horas seguintes ao ensaio destrutivo de modo a estes serem representativos da argamassa existente nos arcos

4.1.2.1. Tração por flexão

O ensaio de tração por flexão foi realizado de acordo com a norma EN 1015-11. Foram ensaiados três provetes com as dimensões 160 x 40 x 40 mm.

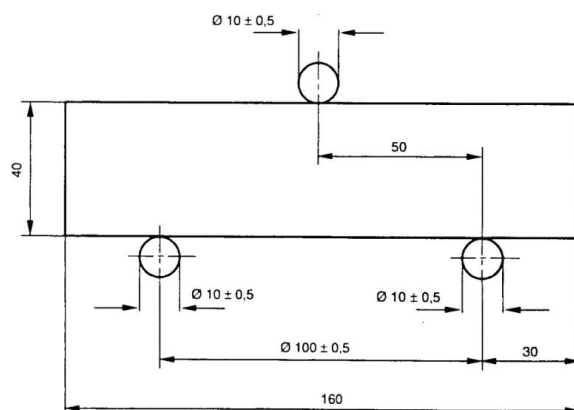


Figura 4.8 - Ensaio tração por flexão

Os provetes foram carregados com um incremento de 0,1 mm/min, de forma a que o ensaio tivesse a duração compreendida entre os 30 e os 90 segundos. Na Figura 4.9, encontra-se ilustrado o diagrama força-deslocamento obtido dos provetes ensaiados:

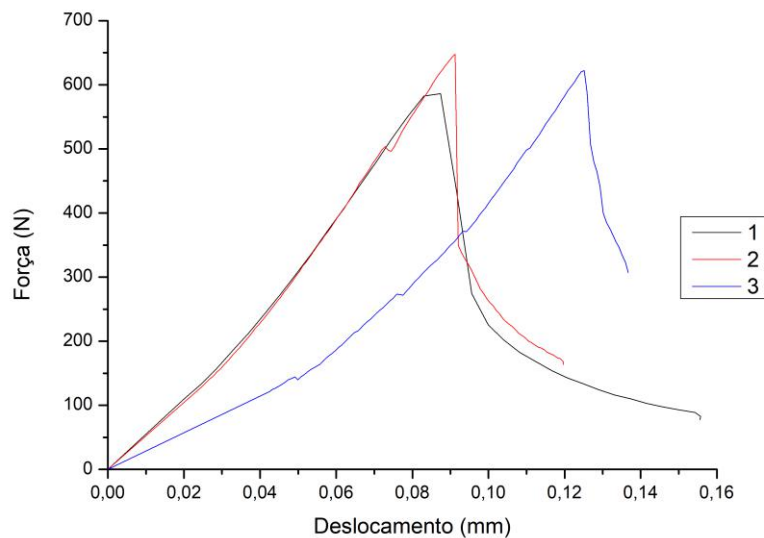


Figura 4.9 - Diagrama força-extensão da argamassa à flexão

A Norma diz que a resistência à flexão (f) é medida em N/mm^2 , e deduzida com a seguinte expressão:

$$f = 1,5 \frac{Fl}{bd^2}$$

Onde,

F é a força máxima aplicada no provete, medido em N;

l é a distância entre os eixos de suporte, medido em mm;

b é a altura do provete, medido em mm;

d é a profundidade do provete, medido em mm.

Na Tabela 4.5, encontra-se ilustrado os resultados obtidos do ensaio:

Tabela 4.5 - Resumo tração por flexão

Proвете	F (N)	f (N/mm^2)
1	586,4	1,37
2	647,8	1,52
3	622,0	1,46
média	618,7	1,45

4.1.2.2. Compressão e módulo de elasticidade

O ensaio à compressão foi realizado de acordo com a norma EN 1015-11. As “metades” dos provetes provenientes do ensaio à flexão por tração, foram usados para caracterizar a argamassa à compressão. Assim, foram ensaiados 6 provetes à compressão.

O ensaio consiste em comprimir gradualmente o provete colocado entre duas chapas. Estas chapas tem uma dimensão 40 x 40 mm. Como a argamassa em causa é de classe CS II o ensaio realizou-se com um incremento de 100 N/s.

Na Figura 4.10, está ilustrado o diagrama Tensão-deslocamento dos provetes ensaiados:

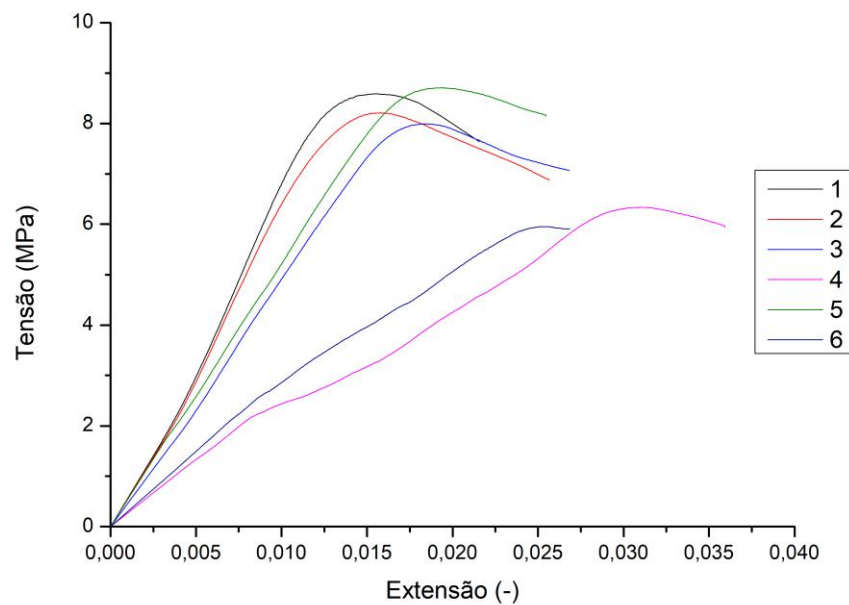


Figura 4.10 - Diagrama tensão-extensão da argamassa à compressão

Na Tabela 4.6, encontram-se os resultados do ensaio:

Tabela 4.6 - Resumo ensaio da argamassa à compressão

Provete	Força (N)	Tensão (MPa)
1	13740,5	8,6
2	13137,3	8,2
3	12786,6	8,0
4	10141,4	6,3
5	13933,5	8,7
6	9528,1	6,0
média	12211,2	7,6

Na tabela 4.7, encontra-se o valor máximo da tensão de rotura à compressão (f_c) e o módulo de elasticidade (E) de cada provete de argamassa. O módulo de elasticidade foi calculado através do declive da reta entre $0,2f_c$ e $0,4f_c$, do diagrama tensão-extensão de cada provete.

Tabela 4.7 - Módulo de Elasticidade

Tijolos	f_c		$0,2f_c$		$0,4f_c$		E
	Extensão (-)	Tensão (MPa)	Extensão (-)	Tensão (MPa)	Extensão (-)	Tensão (MPa)	
1	0,022	8,6	0,010	1,7	0,012	3,4	665
2	0,021	8,2	0,009	1,6	0,011	3,3	638
3	0,027	8,0	0,012	1,6	0,015	3,2	501
4	0,041	6,3	0,015	1,3	0,021	2,5	207
5	0,028	8,7	0,012	1,7	0,015	3,5	511
6	0,033	6,0	0,012	1,2	0,016	2,4	296
média	0,029	7,6	0,011	1,5	0,015	3,1	470

4.1.3. CFRP

4.1.3.1. Tração uniaxial

A fibra de carbono foi ensaiada à tração uniaxial com três fios. A fibra de carbono utilizada neste trabalho experimental, foi oferecido pela empresa STAP e os ensaios experimentais foram realizados por Barata (2018). De notar, que no reforço dos arcos, a fibra de carbono é constituída por 5 fios em todo o extradorso do arco. Os provetes ensaiados, mediam 850 mm de comprimento e 120 mm de largura. Os ensaios foram realizados a uma taxa de incremento de 1 mm por minuto. O comprimento de medição de deslocamentos entre extensômetros foi 100 mm.



Figura 4.11 - Ensaio de tração uniaxial do FRP

De seguida, na Figura 4.12 ilustra-se os diagramas força-deslocamento provenientes do ensaio experimental.

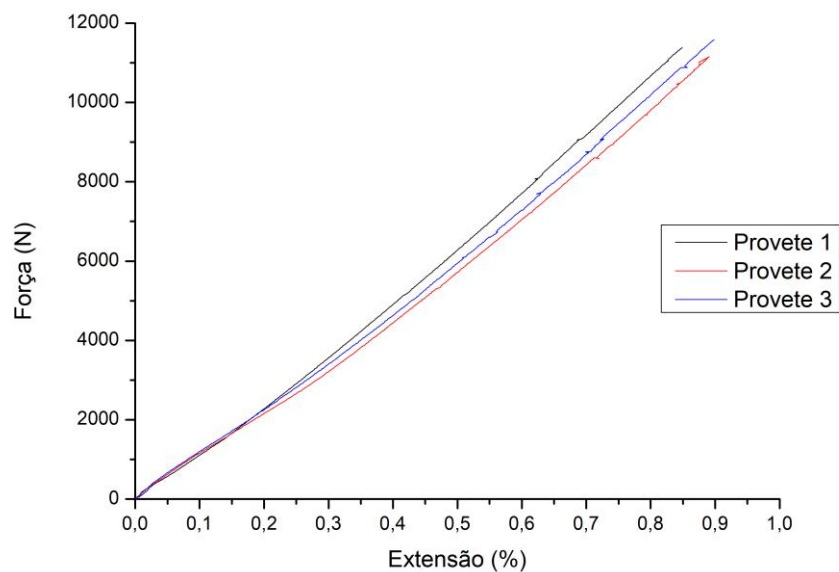


Figura 4.12 - Diagrama força-extensão da fibra de carbono

Como podemos evidenciar, a fibra de carbono teve um comportamento elástico linear até à sua rotura. Na Tabela 4.8, encontra-se resumido os resultados do ensaio experimental.

Tabela 4.8 - resumo do ensaio de tração uniaxial do CFRP

Provete	Fios	Área	$F_{max.}$	f_t	ε_u	E
	Un.	mm ²	N	MPa	-	MPa
1	3	6,09	11388	1870	0,0085	220334
2	3	6,09	11157	1832	0,0089	205614
3	3	6,09	11580	1901	0,0090	211693
		média	11375	1868	0,0088	212547

4.2. Etapas do ensaio experimental

Neste capítulo, irei explicar pormenorizadamente como se desenvolveu todo o processo de ensaio experimental.

4.2.1. Bases dos arcos

Os arcos de alvenaria sendo eles construídos em tijolo e cal hidráulica natural, são sensíveis a pequenos deslocamentos. Assim, o mínimo movimento nos apoios destes, pode por em causa todo o ensaio experimental. Como tal, idealizou-se bases para os arcos que impedissem movimentos indesejados. A juntar a este factor, as bases tinham também de ser adequadas para a construção dos arcos e todo o processo de movimentação no laboratório, inerente ao desenvolvimento dos trabalhos experimentais. Assim sendo, decidiu-se criar as bases em betão armado. Sendo o betão armado mais resistente que a alvenaria, deste modo, garantíamos que a rotura ocorreria sempre no arco. As bases foram projetadas para arcos circulares com uma amplitude de 120° e um vão de 1,5 m de comprimento, como mostra a Figura 4.13:

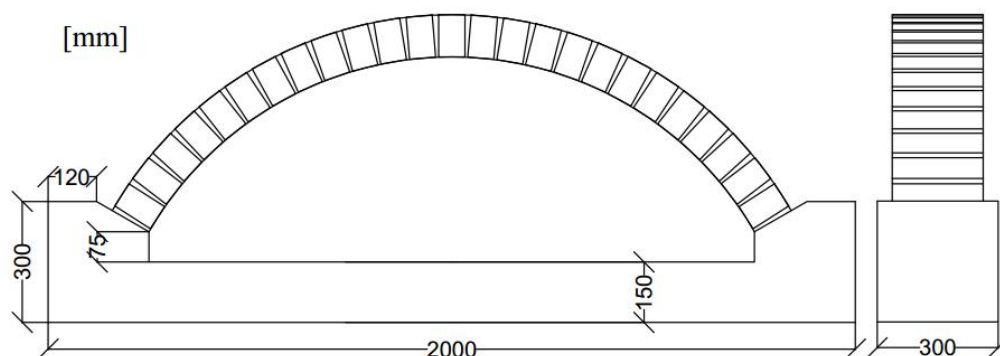


Figura 4.13 - Geometria das bases de apoio

As bases foram construídas usando betão C30/37 e aço A500. Os varões longitudinais são $\phi 10$ e os estribos transversais são $\phi 8$. Com o intuito de impedir translações na base, no desenvolvimento do ensaio experimental, foi colocado um negativo, transversal a todo o comprimento da base, do tipo VSL 50. Este negativo servirá para se colocar um varão roscado no seu interior, que será posteriormente fixo de modo a impedir deslocamentos na base. As bases de betão armado possuem na face superior 4 orifícios roscados, de forma a colocar ganchos roscados. Atando estes ganchos à grua do laboratório é possível movimentar as bases no decorrer dos trabalhos laboratoriais. No desenho das bases de betão armado (Figura 4.14), não se colocou varões de aço na direção onde ocorrerá a furação do betão, para colocação dos fios de fibra de carbono da técnica de reforço, apresentada mais à frente.

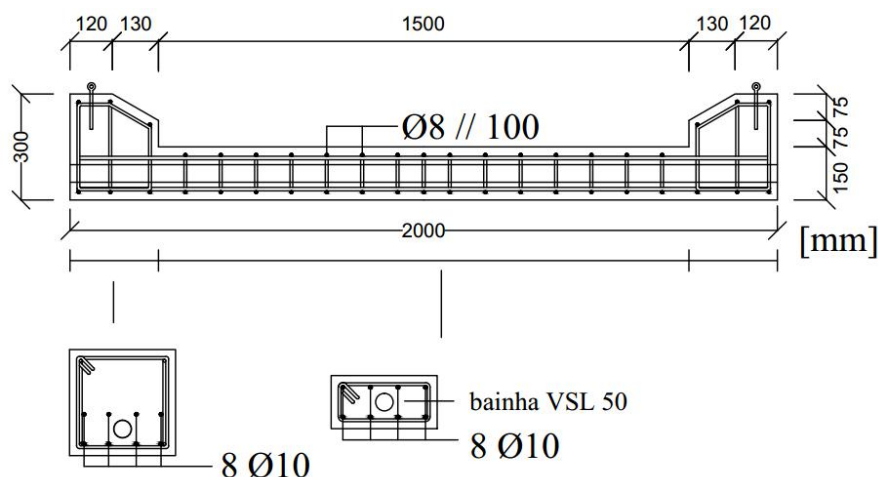


Figura 4.14 - Disposição da armação nas bases de apoio

4.2.2. Construção dos arcos

Após adquirir as bases de betão armado e confirmada a geometria destas com o desenho inicial, será necessário proceder-se à concepção das cofragens a serem utilizadas na construção dos arcos de alvenaria. As cofragens foram construídas utilizando placas de madeira de aglomerado de partículas. O desenho das cofragens teve como objetivo, para além de conferir a correta geometria dos arcos e a facilidade da construção destes, também, o de permitir uma descofragem fácil, sem por em causa a estabilidade dos arcos. Como tal, idealizou-se a seguinte cofragem como mostra a Figura:

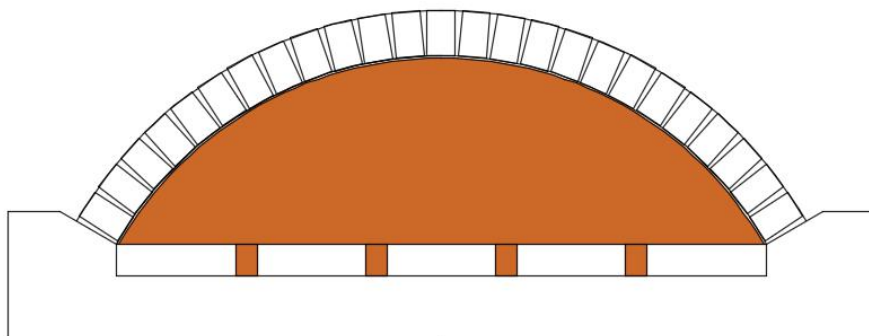


Figura 4.15 - Cofragem

A cofragem consiste em duas placas de aglomerado de partículas, cortadas com a forma do arco, com a profundidade dos tijolos, travadas entre si, com recurso a barrotes e parafusos de madeira. Em todo o extradorso foi pregada um aglomerado de partículas fino e maleável de meio cm de espessura, com o intuito de tapar o topo e impedir que a argamassa na construção dos arcos caísse pelo intradorso do arco. De forma a facilitar a descofragem dos arcos, foi deixado um vazio por baixo do molde do arco, com o intuito de colocar barrotes de 7,5 cm de altura, por forma a garantir a correta geometria do arco enquanto este ganhava presa. Assim quando a cura estivesse feita bastava retirar os barrotes e facilmente retirar o molde.



Figura 4.16 - Ensaio do espaçamento entre tijolos

Foram construídas 5 cofragens idênticas com o intuito de se poder construir e curar 5 arcos simultaneamente. Deste modo, não é necessário esperar que um arco ganhe presa para se proceder à construção do arco seguinte. Foi uma maneira de otimizar o tempo disponível.

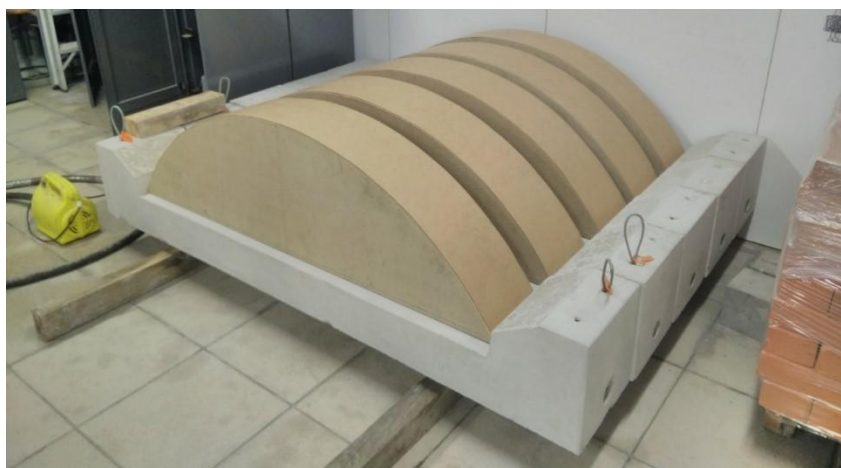


Figura 4.17 - Cofragens sobre as bases

Possuindo as bases, as cofragens, os tijolos e a argamassa, procedeu-se à construção dos arcos. No dia anterior à construção dos arcos, os tijolos foram submersos dentro de tanques preenchidos com água. De modo, que no dia da construção dos arcos, estes se encontrassem saturados. Assim, impede-se excessos de absorção por capilaridade por parte dos tijolos. Impedindo que ocorra retração excessiva na argamassa.



Figura 4.18 - Tijolos submersos antes da construção dos arcos

No dia da construção dos arcos, as cofragens foram revestidas com película aderente de cozinha, com o objetivo de as impermeabilizar. A madeira de aglomerado de partículas ao contrário do contraplacado marítimo, não resiste bem à presença de água, pois esta apodrece e compromete a resistência do material. Estando a água sempre presente na construção e cura dos arcos, a impermeabilização das cofragens foi necessária.



Figura 4.19 - Construção do arco parte 1

A argamassa utilizada na construção dos arcos, designada de REABILITA Cal Consolidação, foi cedida pela empresa Secil Argamassas. O saco de 25 Kg de cal hidráulica foi misturado com 3,6 litros de água (o fabricante sugere adicionar entre 3,5 a 4 litros de água), água esta, que foi gradualmente adicionada à medida que se fazia a mistura. Foi assegurado que todas as misturas de argamassa dos diferentes arcos foram feitas da mesma maneira.

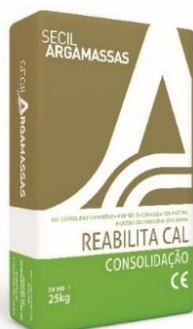


Figura 4.20 - Saco da argamassa utilizada, REABILITA CAL Consolidação

Após a mistura da argamassa feita, procedeu-se à construção do arco. Para auxiliar a construção e garantir que todas as juntas ficavam com a mesma dimensão, utilizou-se espaçadores de madeira e cruzetas com 10 mm de largura.



Figura 4.21 - Espaçadores

A construção do arco foi feita começando pela aplicação dos primeiros tijolos e respectiva argamassa junto aos apoios.



Figura 4.22 - Construção do arco parte 2

À medida que a construção foi feita, foi-se alternando de lado de forma a equilibrar o peso na cofragem e garantir a simetria do arco.



Figura 4.23 - Construção do arco parte 3

Foram utilizados 23 tijolos por arco. Foi um número ímpar de forma a garantir que a meio vão se encontraria um tijolo de fecho.



Figura 4.24 - Construção do arco parte 4

Após a geometria do arco e as juntas estarem preenchidas uniformemente como desejado, foram retirados os espaçadores e as cruzetas e foram preenchidos os respectivos orifícios.



Figura 4.25 - Construção do arco parte 5

Com a mesma mistura de argamassa utilizada na construção de cada arco, fizeram-se 6 moldes com as dimensões 4 x 4 x 16 cm, para se utilizar nos ensaios de caracterização da argamassa. Procedeu-se de igual forma com todos os arcos de forma a poder-se caracterizar a argamassa utilizada em cada arco individualmente. Empiricamente constatou-se que um saco de 25 Kg de argamassa permite construir um arco e 6 respetivos moldes.



Figura 4.26 - Provetes de argamassa ainda frescos nos moldes

Uma vez, construído o arco, alguns minutos depois, procedeu-se ao alisamento da superfície à vista de argamassa com uma “esponja de obra”, de modo, a obter uma superfície suave sem imperfeições.



Figura 4.27 - Construção do arco parte 6

Depois, os arcos construídos foram tapados com um tecido previamente humedecido, que por sua vez, foi coberto por um plástico que impedisse a rápida evaporação da água. Deste modo, garantíamos uma cura húmida, auxiliada pela molha do tecido pelo menos duas vezes por semana. Assim acelerámos e melhorámos o processo de cura, potenciando as capacidades hidráulicas da argamassa.



Figura 4.28 - Construção do arco parte 7

Um mês depois da construção dos arcos, procedeu-se à descofragem destes.



Figura 4.29 - Arcos após descofragem

Após a descofragem, constatou-se que as juntas do intradorso do arco que tinham ficado em contacto com a cofragem, se encontravam deficientes. Este fenómeno deve-se ao facto da força da gravidade escoar o excesso de calda de cal ao longo da junta ficando depois impedida de continuar o seu trajeto devido à impermeabilização da cofragem, criando um excesso de argamassa no interface cofragem-arco que com o passar do tempo, ganhou presa. As retificações dos excessos de argamassa foram realizadas com uma catrabucha.



Figura 4.30 - Vista inferior dos arcos após cofragem



Figura 4.31 - Vista inferior dos arcos após cofragem 2



Figura 4.32 - Arco após retificação do excesso de argamassa



Figura 4.33 - Arco após retificação do excesso de argamassa 2

Enquanto se retificava as juntas do intradorso reparou-se que algumas juntas não tinham sido corretamente preenchidas.



Figura 4.34 - Junta por preencher



Figura 4.35 - Junta por preencher 2



Figura 4.36 - Junta por preencher 3

Estas juntas foram mais tarde preenchidas, com a argamassa utilizada na aplicação do reforço.



Figura 4.37 - Preenchimento de juntas



Figura 4.38 - Preenchimento de juntas

A aplicação do reforço foi feita duas semanas após a descofragem. Dos cinco arcos contruídos, apenas três foram reforçados, os restantes dois serão ensaiados sem reforço. O reforço consiste na colocação da malha de fibra de carbono sobre o todo extradorso do arco.



Figura 4.39 - Malha de fibra de carbono sobre os arcos a reforçar

A malha fica embutida no centro de uma camada de 1 cm de espessura de argamassa. Como tal, para não haver absorção excessiva por parte dos tijolos, foi previamente molhada toda a superfície exterior do arco, para depois se colocar 0,5 cm de argamassa, colocar a fibra de carbono e por fim, colocar os 0,5 cm de argamassa restantes.



Figura 4.40 - Aplicação do reforço 1



Figura 4.41 - Aplicação do reforço 2

Uma vez aplicado o reforço, alguns minutos depois, procedeu-se ao alisamento da superfície de modo a obter uma superfície suave sem imperfeições.



Figura 4.42 - Aplicação do reforço 3



Figura 4.43 - Aplicação do reforço 4



Figura 4.44 - Aplicação do reforço 5

Foram colocados dois extensómetros no fio de fibra de carbono longitudinal, que se encontra no centro da malha de cinco fios usada no reforço. Esta malha, percorre toda a superfície exterior do arco, sendo cortada no limite da base de betão. Como a deslocamento vertical vai ser aplicado a um quarto de vão do arco, foi colocado um extensómetro a três quartos de vão no lado oposto ao da aplicação da carga, pois, será o sitio onde ocorrerá a maior extensão da fibra, tendo em conta as modelações numéricas efectuadas. O outro extensómetro foi colocado a meio vão, com o intuito de comparar e comprovar o dito anteriormente.



Figura 4.45 - Aplicação de extensómetros 1

A aplicação dos extensómetros consistiu primeiramente em lixar o local onde o extensómetro viria a ser colocado, de modo a retirar a camada superficial da fibra de carbono que consiste num verniz de proteção. Após se retirar o “brilho”, passou-se álcool e um lenço de modo a retirar impurezas que pudessem causar uma deficiente aderência do extensómetro. Colocou-se supercola no extensómetro e colou-se no sítio desejado. Para impedir uma deficiente leitura dos extensómetros, visto que a fibra de carbono é um material condutor de eletricidade, revestiu-se o extensómetro à volta com silicone.



Figura 4.46 - Aplicação de extensómetros 2

Novamente, para potenciar as capacidades hidráulicas da argamassa, no fim da aplicação do reforço e do correto alisamento da superfície com uma esponja, tapou-se os arcos com um tecido humedecido que por sua vez foi tapado com um plástico impermeável. Por cada arco reforçado, fizeram-se três provetes de argamassa para mais tarde serem caracterizados.

4.2.3. Sistema de ensaio

Tendo em conta os ensaios realizados por outros autores, foi idealizado o seguinte sistema de ensaio:

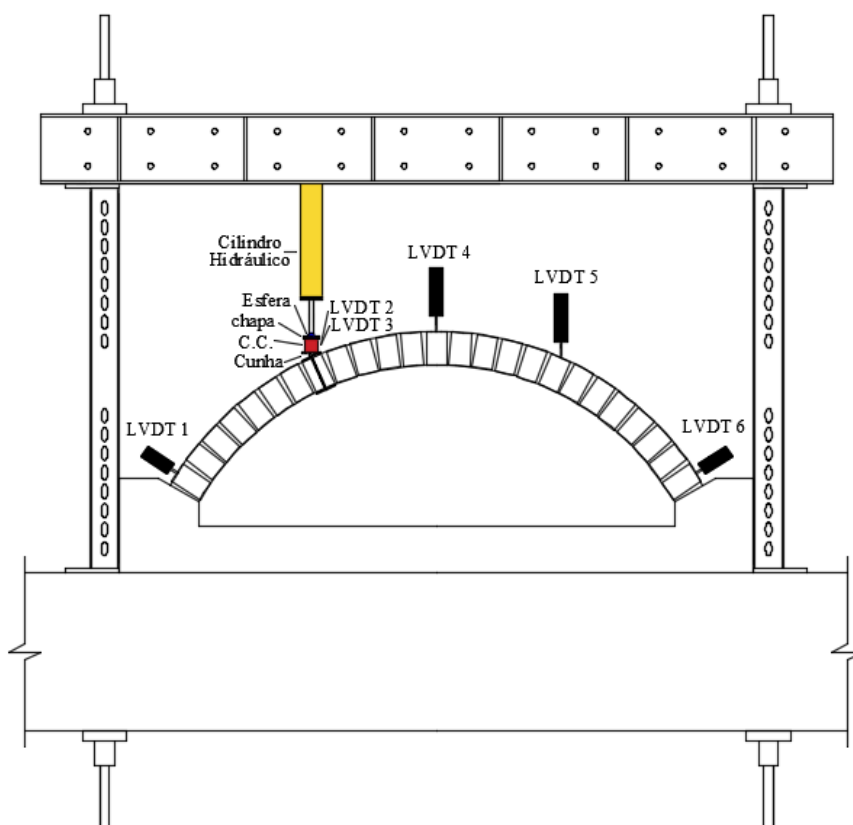


Figura 4.47 - Sistema de ensaio

Os LVDT's foram colocados muito à semelhança do ensaio experimental realizado na Universidade do Minho, a diferença reside nos defletómetros colocados junto aos apoios, que em vez de serem colocados horizontalmente, foram colocados perpendicularmente à superfície do tijolo, com o intuito de medir um possível deslizamento na junta por esforço transverso. Os LVDT 2 e 3 foram colocados no alinhamento do cilindro hidráulico, um de cada lado. Estes mediram os deslocamentos verticais na cunha, para que com a média destes deslocamentos e os valores da célula de carga, se pudesse conceber o gráfico força-deslocamento resistente do arco em causa.

A base do arco encontra-se precisamente encaixada entre os dois pilares do pórtico, impedindo deslocamentos desta. Assim, acabou por não ser utilizado o negativo colocado ao longo do comprimento da base. As bases foram assentes no chão sobre uma calda de cal, de modo a preencher todos os espaços vazios entre o chão e a base, de forma a garantir a planeza da superfície e uma melhor redistribuição de esforços.

O pórtico utilizado no ensaio, foi pré-esforçado em cada um dos pilares com o intuito de impedir deslocamentos. Foi confinado com recurso a dois varões roscados e respetivas chapas e porcas. Estes varões foram puxados com cilindro hidráulicos até atingir os 25 kN de força cada um.

O ensaio consiste na aplicação pontual de um incremento de deslocamento vertical a um quarto de vão. Este deslocamento vertical tem de ser aplicado numa superfície horizontal. Os outros autores fizeram uma cunha triangular de argamassa no local de aplicação de carga, no entanto, deste modo não é possível garantir a horizontalidade pretendida. E existe ainda o risco de ocorrer deslizamento na aplicação da carga no interface cunha-tijolo, pondo todo o ensaio em causa.

Como tal, idealizou-se uma cunha de aço que agarrasse o tijolo em causa no carregamento e que permitisse o ajuste da horizontalidade pretendida. A cunha consiste em duas chapas mais compridas que os tijolos, que por sua vez foram furadas em cada ponta. Nestes furos foram colocados um varão roscado em cada lado, que com recurso a porcas e ao aperto destas, fizeram o confinamento no tijolo a ser carregado.



Figura 4.48 - Cunha (1)



Figura 4.49 - Cunha (2)

A horizontalidade da chapa de apoio foi garantida com recurso a mais uma chapa, duas dobradiças de soldar, dois parafusos e quatro porcas. As dobradiças foram soldadas às duas chapas permitindo a rotação. A chapa superior que será o apoio da carga foi furada nas duas pontas, onde se soldou duas porcas para o enroscamento dos parafusos. Assim, com o enroscar dos parafusos e o auxílio de um nível consegue-se garantir a horizontalidade pretendida. Depois será apenas necessário apertar com mais uma porca os respetivos parafusos de modo a impedir o deslocamento destes.

Inicialmente, a chapa de contacto superior com o tijolo tinha duas saliências nas pontas de modo a que no ensaio dos arcos reforçados, a fibra de carbono pudesse escorregar livremente. No entanto, houve o receio de haver esmagamento nas pontas do tijolo a ser carregado. E a juntar a isto, todos os outros autores esmagaram a fibra no local de carregamento, pois usaram uma cunha de argamassa. Assim, para não haver risco de esmagamento das pontas do tijolo e haver um termo de comparação com os outros trabalhos, foi retirado as saliências, ficando uma superfície lisa. Contactou-se também, através das regras de resistência de materiais, que a chapa de apoio para os esforços em causa entraria em cedência. Como tal, colocou-se outra chapa sobreposta a esta.



Figura 4.50 - Cunha (3)

Na figura 4.50, é possível de observar uma chapa fina no seguimento da chapa de apoio. Esta chapa serviu de acréscimo de apoio para um terceiro defletómetro, que não o LVDT 2 e 3. Este defletómetro indicava ao aparelho de controlo hidráulico, o deslocamento existente. Assim, o aparelho de controlo hidráulico sabia se tinha de realizar mais ou menos pressão no cilindro hidráulico. Esta chapa foi colocada porque durante o primeiro ensaio, para deslocamentos maiores impostos pelo cilindro hidráulico, reparou-se que o mecanismo de rotura do arco impõe uma translação horizontal na chapa de apoio do LVDT, que por sua vez, se afasta do alinhamento do cilindro hidráulico e dos defletómetros, ficando o defletómetro na iminência de perder o contacto com a chapa e assim perder a noção da força necessária para o incremento de deslocamento em causa.

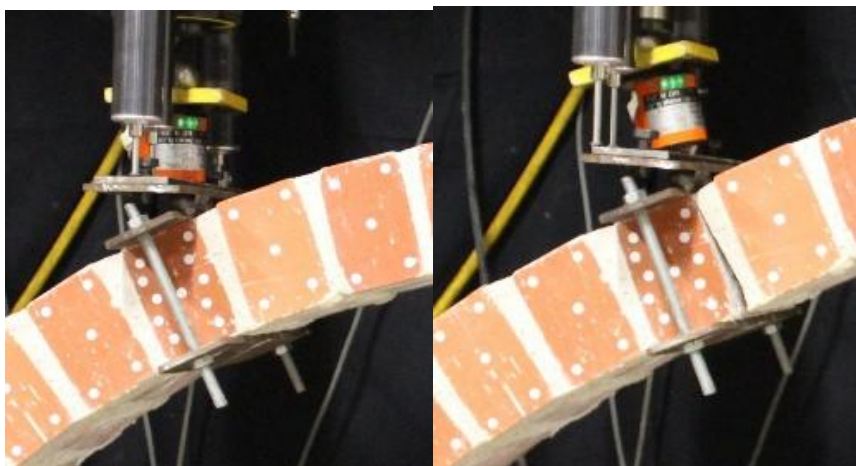


Figura 4.51 - Iminência de perda de contacto

O carregamento no arco foi efetuado por um cilindro hidráulico de 200 kN de força máxima. Ao longo do carregamento do arco, este irá ter rotação no local da aplicação da carga. Como tal, para garantir uma correta transmissão de força do cilindro hidráulico para a cunha, criou-se uma rótula esférica no contacto do êmbolo com a chapa de ligação. Aproveitou-se o facto de o êmbolo do cilindro hidráulico ser oco por dentro para colocar uma esfera na ponta deste, que em contacto com a concavidade da chapa de ligação, cria uma rótula esférica. Assim, é possível que ao longo do carregamento exista um ajuste do ângulo de contacto entre a chapa e o êmbolo. A célula de carga está assente entre a cunha e a chapa de ligação. Esta chapa de ligação, inferiormente é lisa de forma a que o contacto entre a célula de carga e esta, seja perfeito.

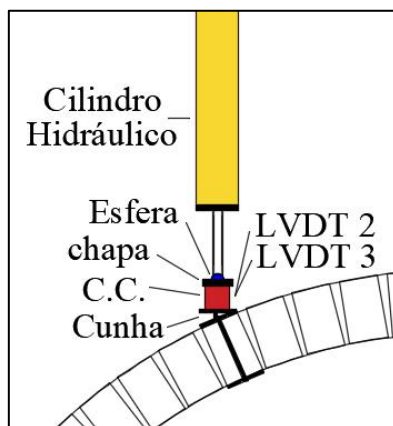


Figura 4.52 - Sistema de monitorização de força e deslocamento

O incremento utilizado no ensaio experimental foi de 0.01 mm/s. A célula de carga utilizada tinha uma capacidade máxima de 50 kN. O LVDT 1, 3 e 6 possui um êmbolo máximo de 50 mm enquanto que os restantes, LVDT 2, 4 e 5 possui um êmbolo máximo de 100 mm. Para além da monitorização feita pela instrumentação, o ensaio foi filmado a 50 fotogramas por segundo com a câmara Canon EOS 77D, com uma resolução de 720p e fotografado de 5 em 5 segundos com a câmara Canon EOS 1200D.

4.2.4. Análise de resultados

Neste capítulo, analisa-se os resultados obtidos no decorrer dos ensaios experimentais.

4.2.4.1. Arco sem reforço

Na Figura 4.53 apresenta-se o diagrama força-deslocamento obtido no ensaio do arco de alvenaria não reforçado.

O arco sem reforço resistiu uma força máxima de 3,04 kN com um deslocamento vertical de 0,41 mm. O mecanismo de rotura é caracterizado pela abertura de 4 fendas. De notar, que todas as fendas ocorreram provenientes da descolagem do interface tijolo-argamassa.

Apesar do arco ter perdido a capacidade resistente com um deslocamento tão reduzido, este não colapsou. Permitindo que ao longo do carregamento, as fendas fossem abrindo gradualmente, ficando bem visível o mecanismo de rotura.

Uma vez que o arco não colapsou, este foi mantido na posição final (com as fendas abertas), para mais tarde se reforçar o mesmo, para estudo em trabalhos futuros. Na Figura 4.54 encontra-se ilustrado o mecanismo de rotura.

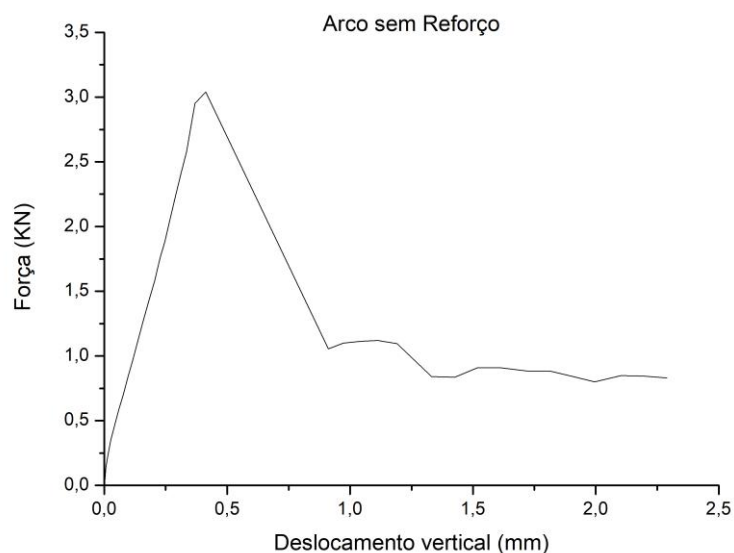


Figura 4.53 - Diagrama força-deslocamento vertical do arco sem reforço

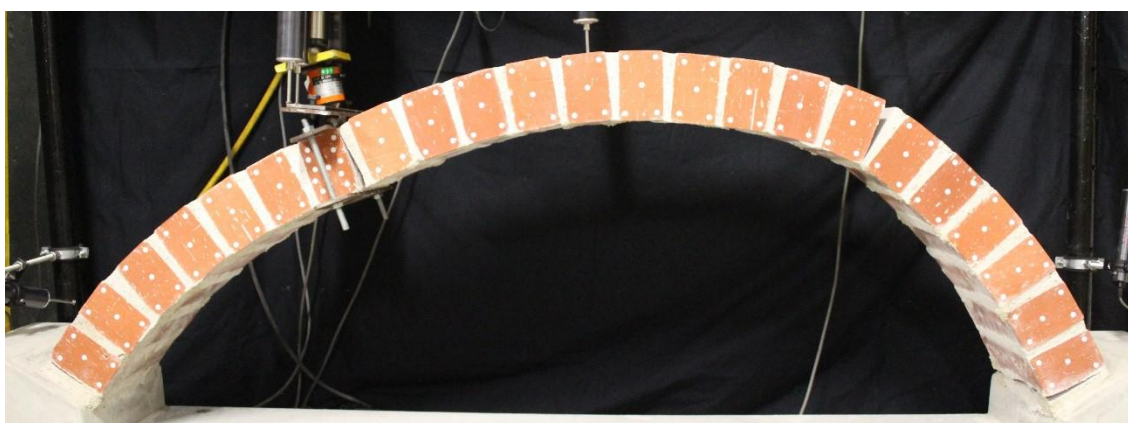


Figura 4.54 - Mecanismo de rotura do arco sem reforço

Para uma melhor análise do desenrolar do ensaio, foram analisadas as filmagens do ensaio com recurso a um software designado de GOM Correlate. Este software permite analisar os deslocamentos e as rotações no decorrer do carregamento. Mas para tal ser possível, o software necessita de reconhecer pontos brancos. Para o efeito, colou-se autocolantes brancos redondos de 8 mm de diâmetro na face frontal de todos os 23 tijolos que compõem o arco. As filmagens foram obtidas a cores, no entanto, constatou-se que assim, o GOM Correlate tem dificuldade em identificar e seguir os pontos. Para solucionar o problema, com recurso a edição de vídeo, colocou-se um filtro de tons de cinza e alterando o contraste, a saturação e o brilho, conseguiu-se que os pontos brancos se destacassem. Deste modo, o software conseguiu monitorizar os pontos brancos.

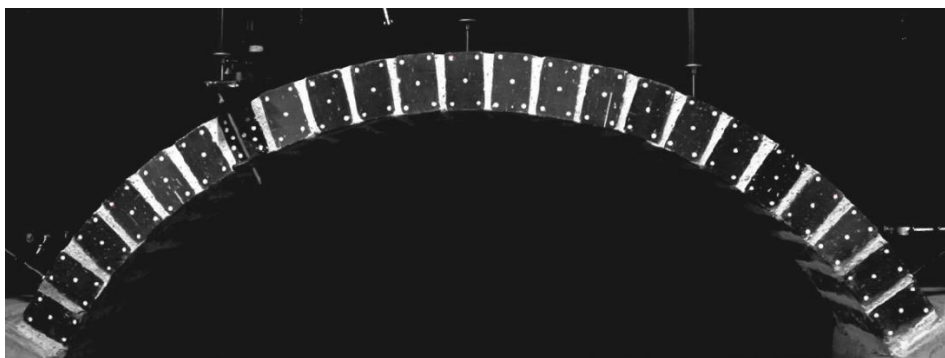


Figura 4.55 - Cores após o processamento de imagem

A calibração dos deslocamentos foi feita pela colocação de uma régua encostada à face frontal do arco, de forma a esta estar enquadrada com o plano de monitorização dos pontos. Selecionando dois pontos espaçados por uma distância definida, como é o caso de dois pontos na régua, facilmente se define a escala dos deslocamentos.

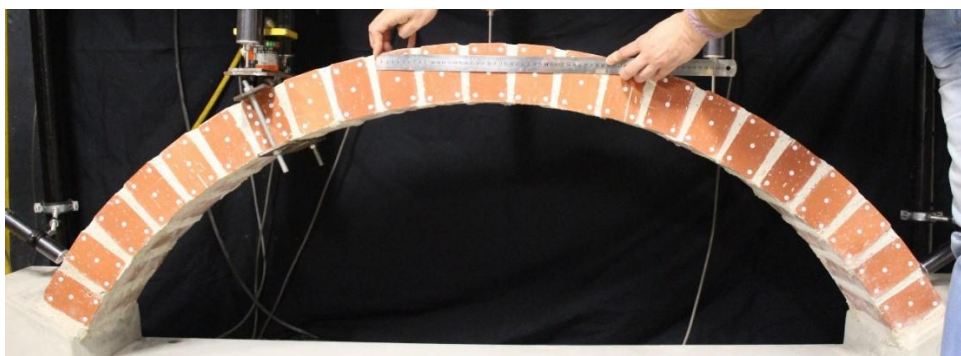


Figura 4.56 - Régua colocada no plano da face frontal do tijolo

Uma vez que este software é novidade, para título de comparação, foram analisados os deslocamentos obtidos pelo software comparativamente com os LVDT's colocados no sistema de ensaio. Para tal, seleccionou-se os pontos brancos no alinhamento destes, como mostra a Figura 4.57.

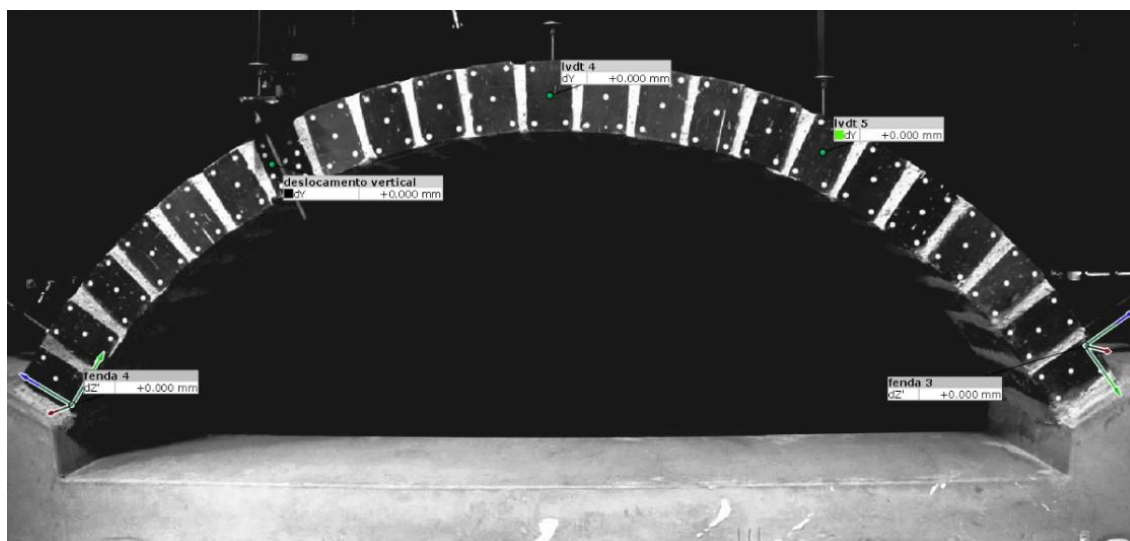


Figura 4.57 - Pontos monitorizados para comparação com o GOM Correlate

É de salientar, que os registos obtidos pela instrumentação de monitorização do ensaio, são feitos a cada 0,5 segundos. Já os dados obtidos no GOM Correlate são registados a cada 0,02 segundos. Pois, o ensaio foi filmado a uma taxa de 50 fotogramas por segundo.

Nos gráficos seguintes, encontra-se a comparação dos dados obtidos pela instrumentação com os dados obtidos pelo GOM Correlate. Foi considerado valores positivos para quando o êmbolo do defletômetro aumenta, e valores negativos para quando este recolhe.

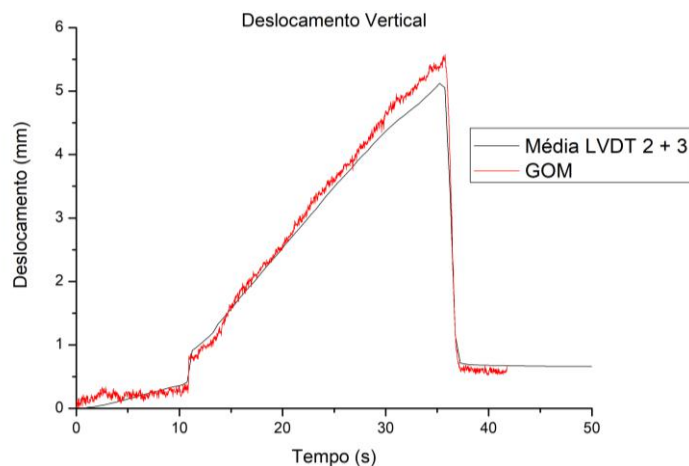


Figura 4.58 - Diagrama comparação do deslocamento vertical

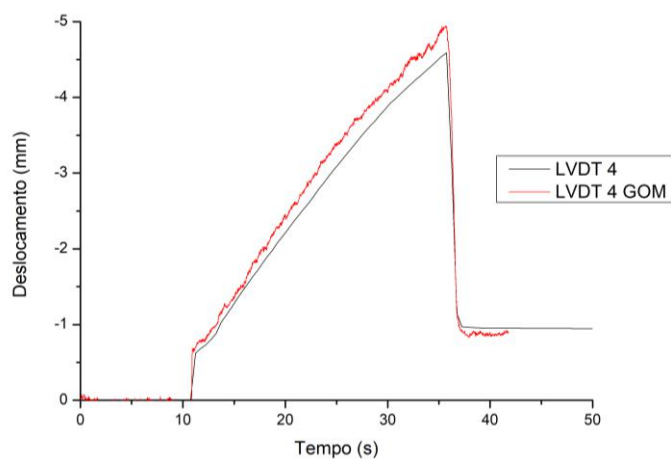


Figura 4.59 - Diagrama comparação LVDT 4

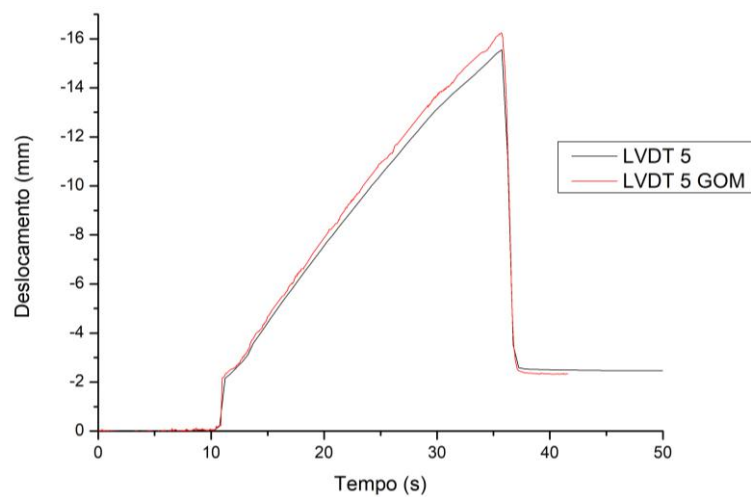


Figura 4.60 - Diagrama comparação LVDT 5

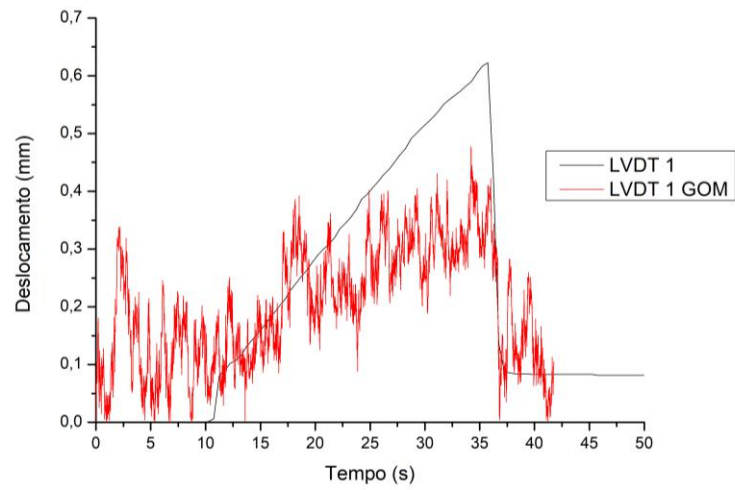


Figura 4.61 - Diagrama comparação LVDT 1

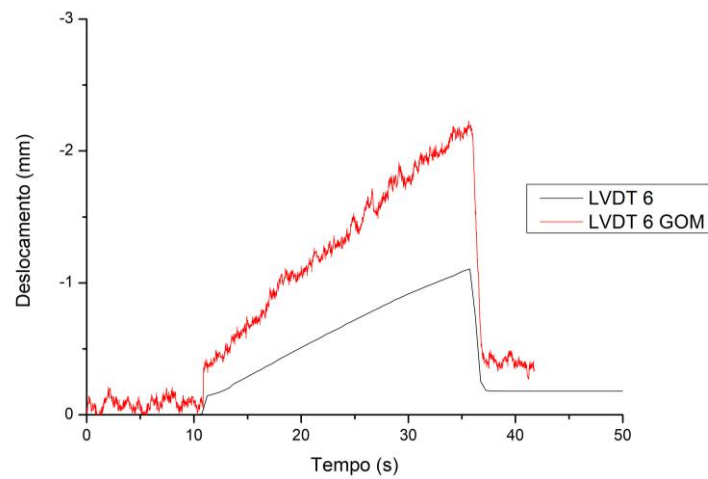


Figura 4.62 - Diagrama comparação LVDT 6

Nas Figuras seguintes encontra-se ilustrado o antes e o após da abertura de cada fenda.

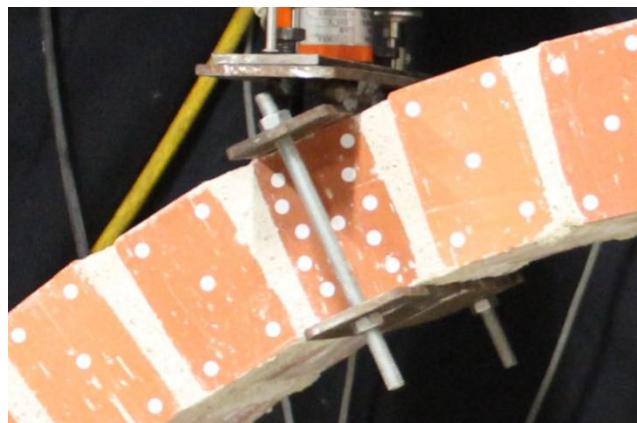


Figura 4.63 - Fenda 1 antes da abertura de fenda

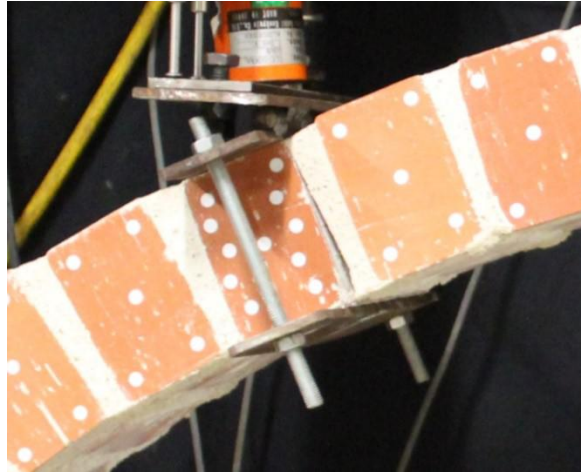


Figura 4.64 - Fenda 1 depois da abertura de fenda



Figura 4.65 - Fenda 2 antes da abertura de fenda



Figura 4.66 - Fenda 2 depois da abertura de fenda



Figura 4.67 - Fenda 3 antes da abertura de fenda



Figura 4.68 - Fenda 3 depois de abertura de fenda

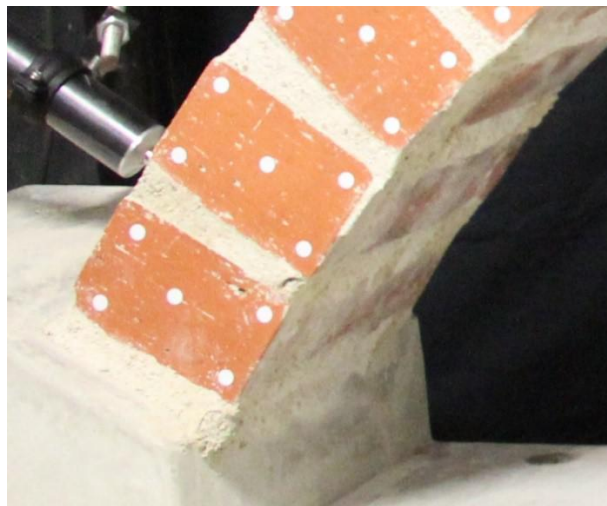


Figura 4.69 - Fenda 4 antes da abertura de fenda

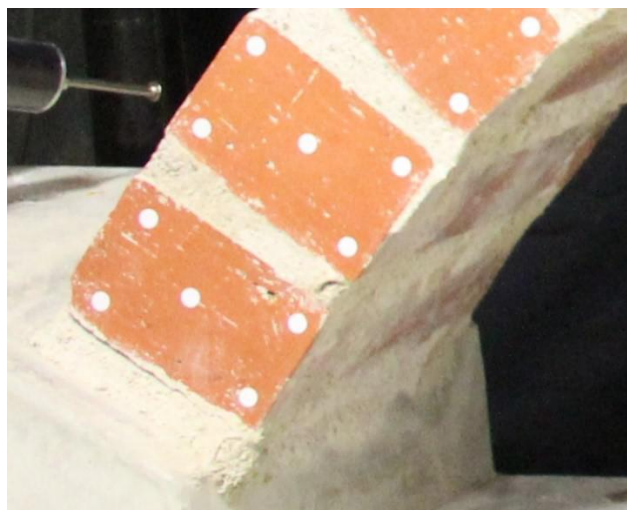


Figura 4.70 - fenda 4 depois da abertura de fenda

Analisando os gráficos, facilmente se conclui que o erro do GOM Correlate a medir deslocamentos verticais é muito reduzido. como é o caso do deslocamento vertical que corresponde à média do LVDT 2 e 3 e o deslocamento do LVDT 4 e 5. No LVDT 1 e 6 a discrepância de valores é maior, pois estes estavam colocados perpendicularmente à face do tijolo, com o objetivo de medir o deslocamento de um possível deslizamento destes por esforço transversal. No entanto, tal não aconteceu. Constatou-se que houve uma rotação de corpo rígido nos tijolos junto aos apoios. Assim, definiu-se no GOM Correlate um sistema de coordenadas local, em cada um dos tijolos junto aos apoios. Com o processamento de imagem do software, são medidos os deslocamentos ao longo da coordenada Z a azul, como mostra a Figura 4.71. No entanto, o sistema de coordenadas local localizado nos tijolos, acompanha a rotação do tijolo, acabando por medir deslocamentos maiores que o LVDT 1 e 6 mediram. Uma vez que o mecanismo de Rotura se caracterizou pela abertura de 4 fendas, foi analisado com o GOM Correlate ao longo do tempo, o ângulo de abertura de cada uma das fendas. A numeração usada encontra-se na Figura 4.71.



Figura 4.71 - Nomenclatura das fendas

O ângulo de abertura da fenda 1 e 2, foi medido através do ângulo formado entre a direção da coordenada Z a azul, dos dois sistemas de coordenadas locais. Estes sistemas de coordenadas foram definidos com os pontos brancos dos tijolos adjacentes à fenda. Nos 23 tijolos que compõem o arco, cada um deles, foi definido no software como sendo um corpo rígido. Para tal, basta selecionar todos pontos brancos existentes em cada um dos tijolos, e definir esses pontos como pertencentes a um corpo rígido.

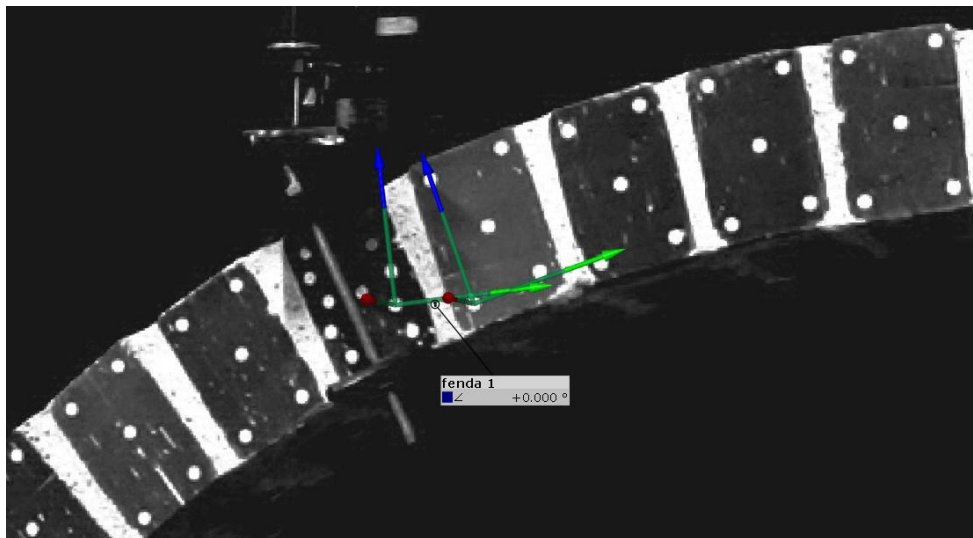


Figura 4.72 - Sistema de coordenadas locais de cálculo do ângulo de abertura da fenda 1

O ângulo de abertura da fenda 3 e 4, foi medido com recurso ao ângulo de rotação do plano X a vermelho, do sistema de coordenadas local, definido nos tijolos juntos aos apoios.



Figura 4.73 - Sistema de coordenadas locais para determinação do ângulo de abertura da fenda 4

No gráfico da Figura 4.74, encontra-se a variação do ângulo de abertura das quatro fendas ao longo do ensaio.

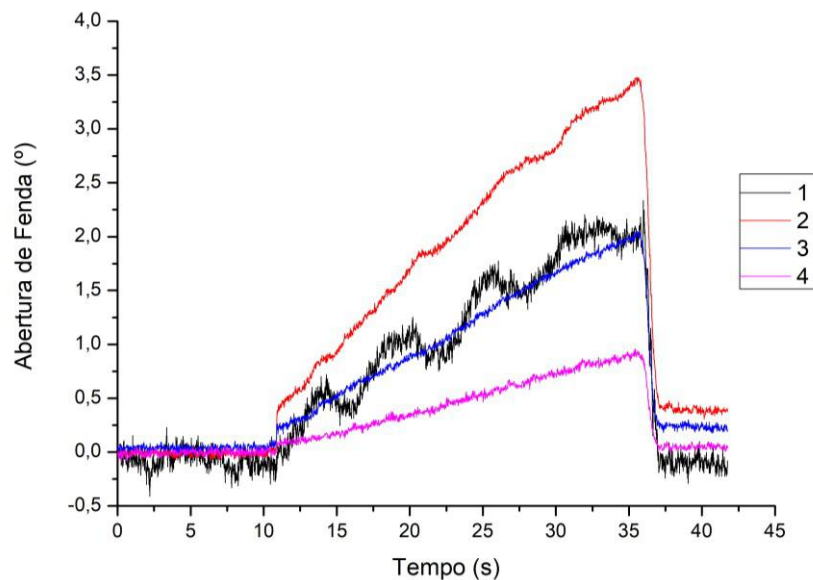


Figura 4.74 - Diagrama Abertura de fenda-tempo das quatro fendas

Observando o gráfico, conclui-se que a abertura das 4 fendas ocorreu no momento em que o arco perdeu a sua capacidade resistente, que ocorreu aos 10,75 segundos, após o início do ensaio. A partir deste momento o arco não ofereceu mais resistência, permitindo a abertura gradual das fendas à medida que o deslocamento imposto foi aumentando.

As 4 fendas aparentemente, ocorreram ao mesmo tempo ao contrário do que se achava. Talvez com uma maior taxa fotogramas por segundo, fosse visível a ordem de aparição das fendas. As oscilações no diagrama da fenda 1, provavelmente devem-se às vibrações provenientes do cilindro hidráulico. Constata-se que a menor abertura de fenda, foi na fenda 4 e a maior na fenda 2. A fenda 1 e 3 tiveram um ângulo de abertura muito similar.

A abertura das fendas dividiu o arco em 5 corpos rígidos, delimitados pelas fendas: O primeiro entre o apoio à esquerda e a fenda quatro; O segundo entre a fenda 4 e a fenda 1; O terceiro entre a fenda 1 e a fenda 2; O quarto entre a fenda 2 e 3; E por fim, o quinto entre a fenda 3 e o apoio à direita. Para simplificação considerou-se apenas aqueles corpos rígidos que tiveram rotação. Que é o caso do segundo, o terceiro e o quarto corpo rígido.

Foram designados de bloco esquerda, bloco meio e bloco direita, respectivamente, como mostra a Figura 4.75.

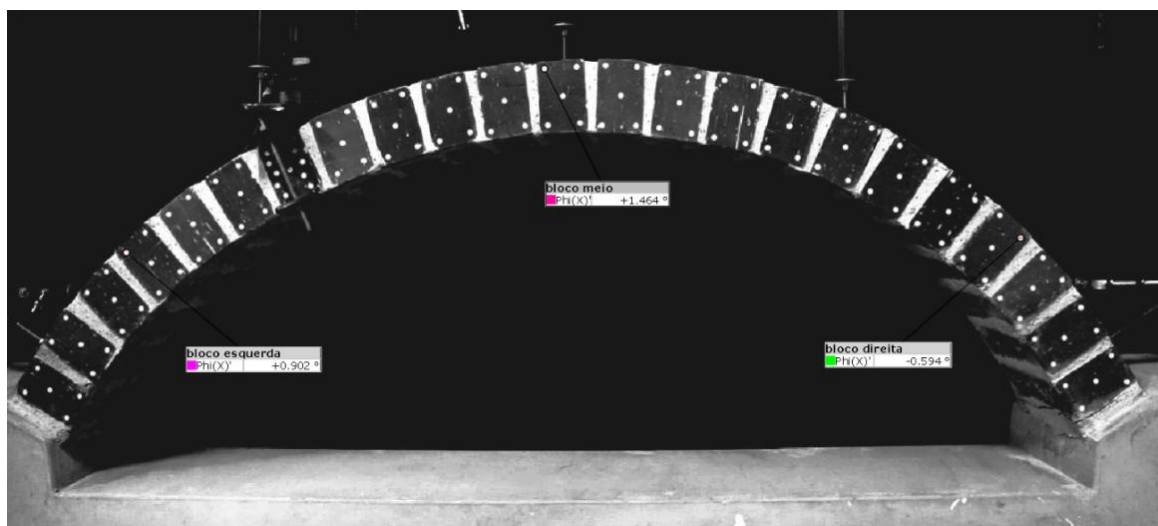


Figura 4.75 - Nomenclatura usada na determinação da rotação de corpo rígido

No gráfico seguinte, encontra-se a rotação dos blocos ao longo do tempo:

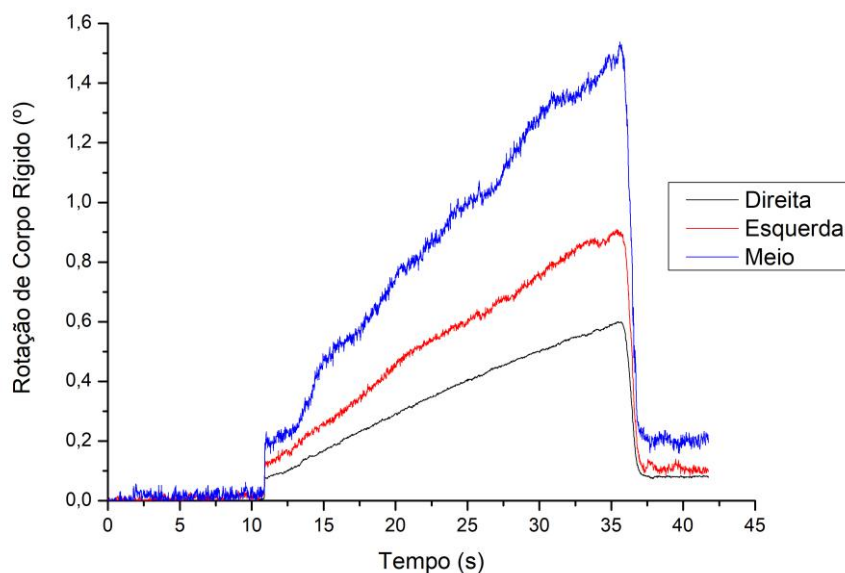


Figura 4.76 - Diagrama Rotação de corpo rígido-tempo dos blocos

Observando o gráfico, constata-se que a maior rotação de corpo rígido ocorreu no bloco do meio, seguindo-se o bloco da esquerda e por fim o bloco da direita.

4.2.4.2. Arco com reforço

O ensaio destrutivo do arco com reforço correu conforme esperado, tendo em conta os valores obtidos e o mecanismo de rotura. No entanto, após a abertura da primeira fenda o sistema hidráulico que controla o êmbolo do cilindro hidráulico, sem razão aparente, recolheu o êmbolo. Assim, retomou-se a aplicação dos incrementos de deslocamento, recomeçando o ensaio. A cerca de meio do carregamento parou-se momentaneamente o ensaio, para recolha dos LVDT 1 e 6, por precaução. Pois, o colapso do arco podia projetar fragmentos e danificar estes defletómetros. O mecanismo de rotura é caracterizado pela abertura de 3 fendas, como esperado, tendo a fibra de carbono no extradorso, impedido a abertura da fenda 2. De seguida, na Figura 4.77 encontra-se o diagrama força-deslocamento do ensaio realizado.

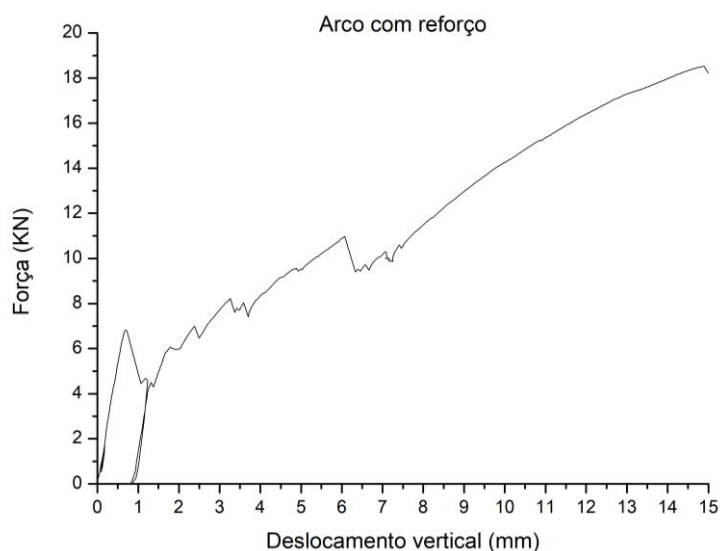


Figura 4.77 - Diagrama força-deslocamento do arco com reforço

O arco com reforço aguentou uma força máxima de 18,52 kN, com um deslocamento de 14,89 mm. Após a perda de capacidade resistente, ocorreu o colapso imediato do arco. Possivelmente, por a tensão nas fibras de carbono em cima da fenda 2, terem alcançado o seu valor de tensão de rotura. Nas imagens seguintes, encontra-se o arco antes e no desenrolar da rotura.

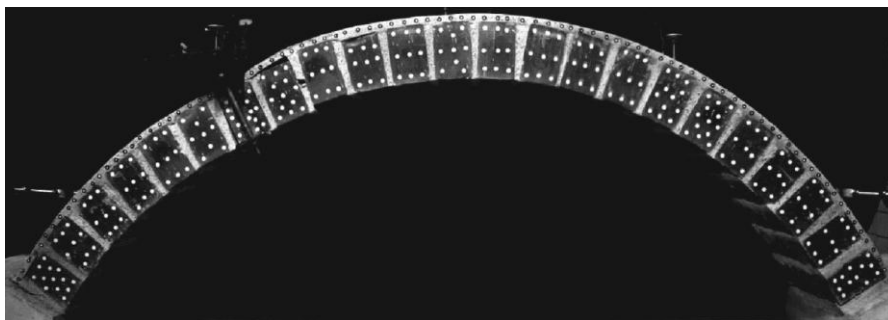


Figura 4.78 - Instante antes da rotura

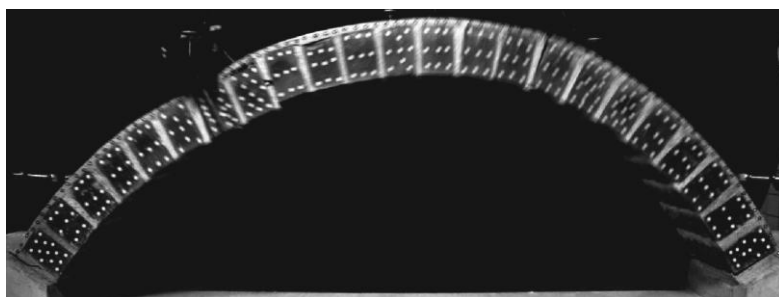


Figura 4.79 - Instante imediatamente a seguir à rotura 1

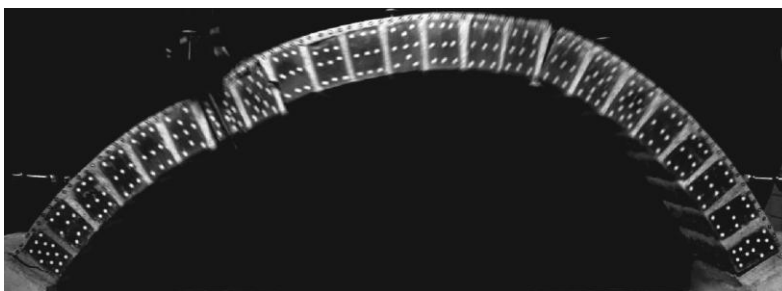


Figura 4.80 - Instante imediatamente a seguir à rotura 2

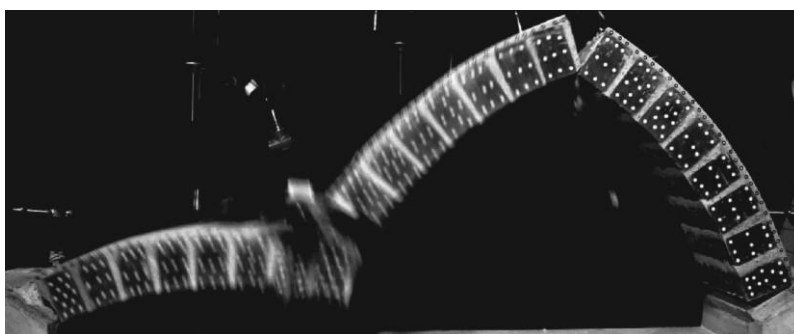


Figura 4.81 - Instante imediatamente a seguir à rotura 3

Mais uma vez, as imagens foram analisadas através do GOM Correlate. Tentou-se analisar os deslocamentos na camada de reforço, colocando pontos brancos envoltos em aurelas pretas em todo o extradorso do arco. No entanto, a diferença de tamanho em relação aos pontos brancos colocados nos tijolos, impediu o software de detetar estes pontos. Já os pontos brancos nos tijolos, foram todos

eles detetados e monitorizados. Os pontos monitorizados pelo GOM Correlate para comparação com os deslocamentos medidos pelos defletómetros, são os seguintes, como mostra a Figura 4.82.

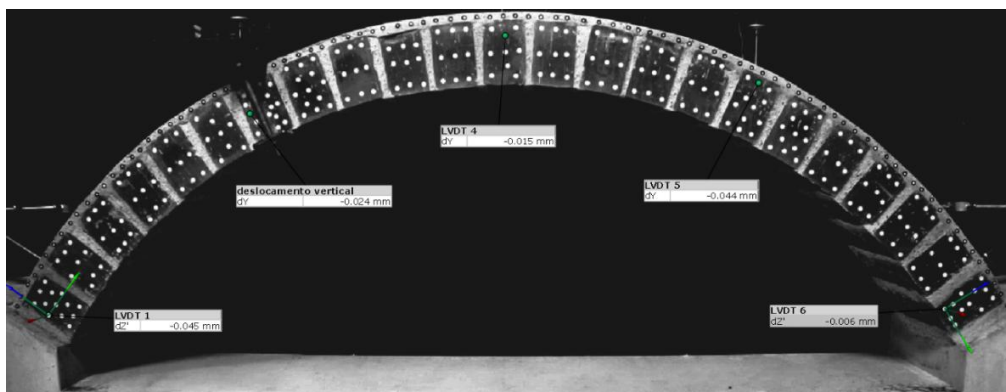


Figura 4.82 - Pontos monitorizados para comparação com o GOM Correlate

Nos gráficos seguintes, encontra-se a comparação dos dados obtidos pela instrumentação, com os dados obtidos pelo GOM Correlate. Foi considerado valores positivos quando o êmbolo do defletómetro aumenta, e valores negativos quando este recolhe.

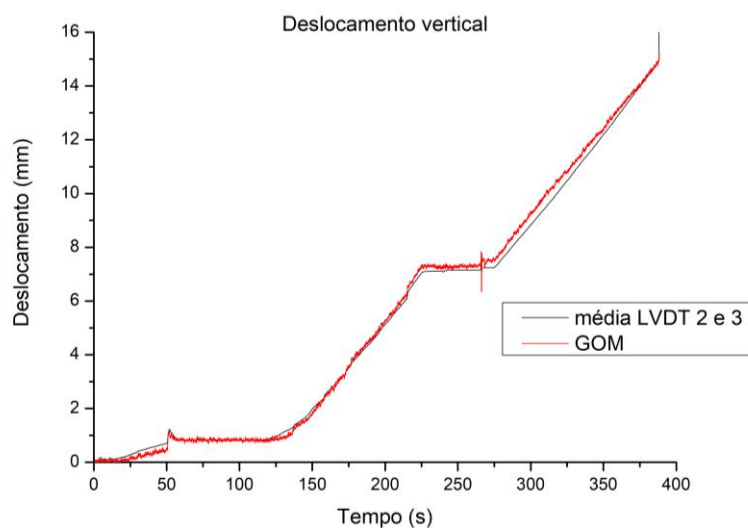


Figura 4.83 - Diagrama comparação do deslocamento vertical

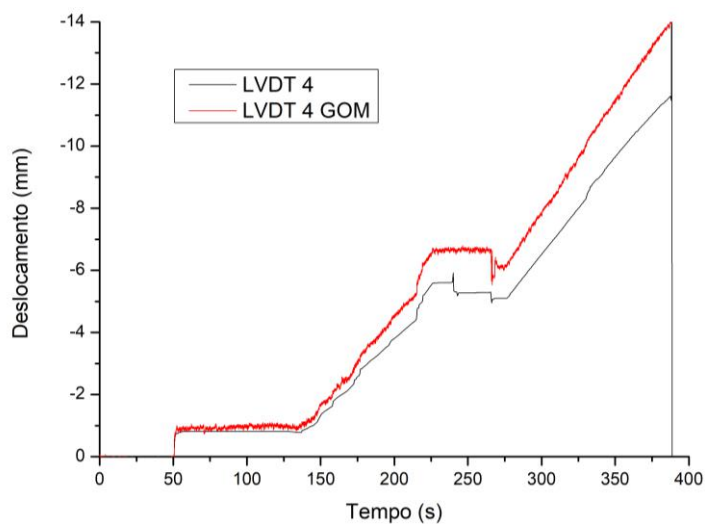


Figura 4.84 - Diagrama comparação LVDT 4

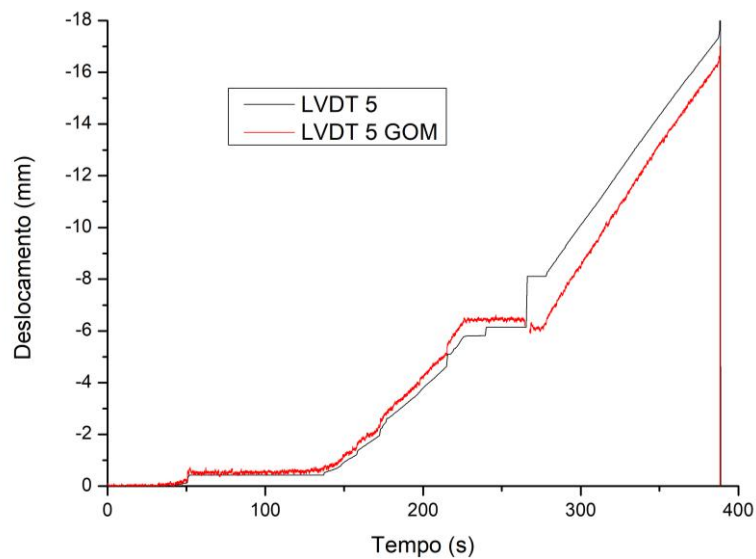


Figura 4.85 - Diagrama Comparação LVDT 5

Na comparação dos deslocamentos verticais medidos, é facilmente perceptível as paragens que ocorreram ao longo do ensaio. Nomeadamente, logo após a abertura da primeira fenda e a meio do ensaio. A meio do ensaio a ponta de contacto do LVDT 5 deve ter escorregado da sua posição original, daí aquele “salto” visível no gráfico.

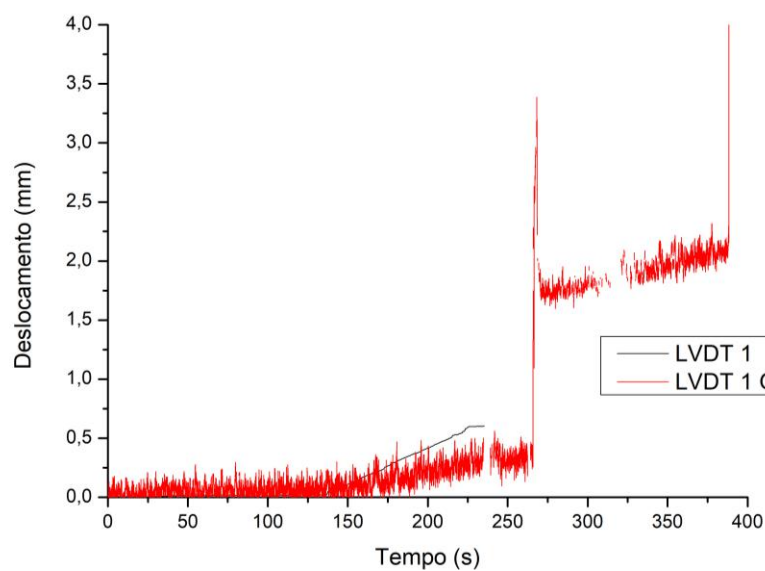


Figura 4.86 - Diagrama comparação LVDT 1

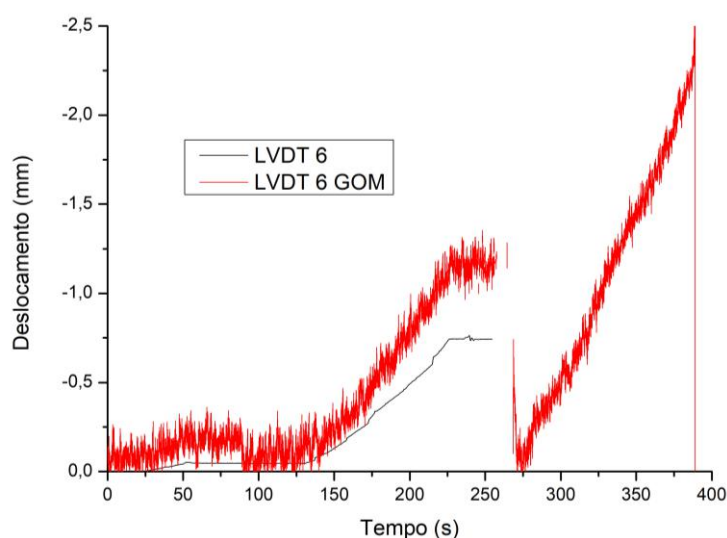


Figura 4.87 - Diagrama comparação LVDT 6

Na comparação dos deslocamentos medidos no LVDT 1 e 6, encontra-se bem visível o momento em que estes foram recolhidos, perdendo a continuidade no gráfico. No entanto, é duvidosa a leitura por parte do GOM após os defletômetros terem sido recolhidos, uma vez que estando a falar de pequenos deslocamentos, ao se passar à frente do campo de visão da câmara para recolher o LVDT, a câmara voltou a fazer foco, acabando por ficar num foco diferente em relação ao primeiro foco, comprometendo a leitura dos pequenos deslocamentos.

O ensaio com reforço, durou mais tempo que o ensaio sem reforço, e ao contrário do ensaio sem reforço as fendas não apareceram ao mesmo tempo. Estas, foram aparecendo sucessivamente. E da mesma forma que no capítulo anterior, mediu-se o ângulo de abertura de todas as fendas ao longo do tempo. Nos gráficos das Figuras 4.88 a 4.91, está ilustrado cada abertura de fenda medida em graus (°) ao longo do tempo. No último gráfico, na Figura 4.92, encontra-se a variação do ângulo de abertura de todas as fendas ao longo do tempo.

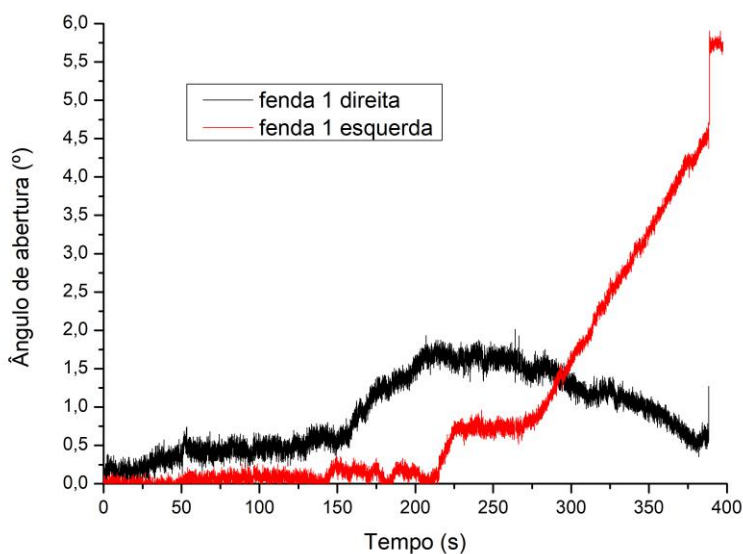


Figura 4.88 - Diagrama ângulo de abertura-tempo da fenda 1

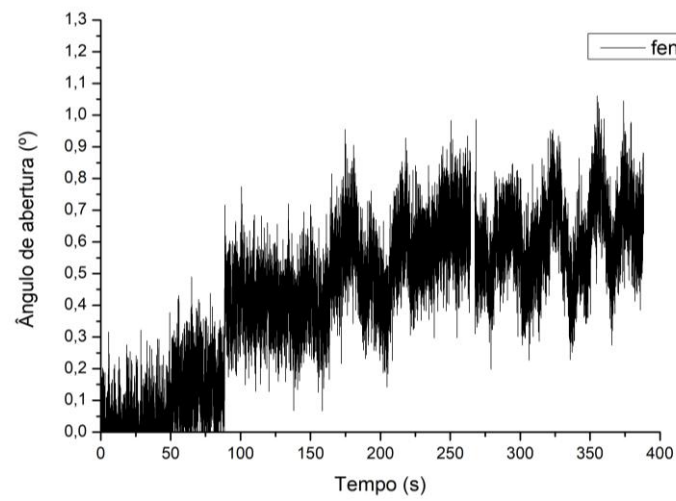


Figura 4.89 - Diagrama ângulo de abertura-tempo da fenda 2

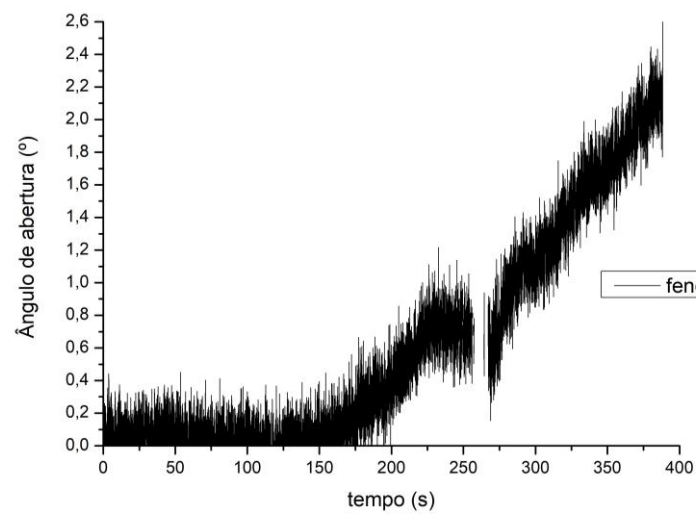


Figura 4.90 - Diagrama ângulo de abertura-tempo da fenda 3

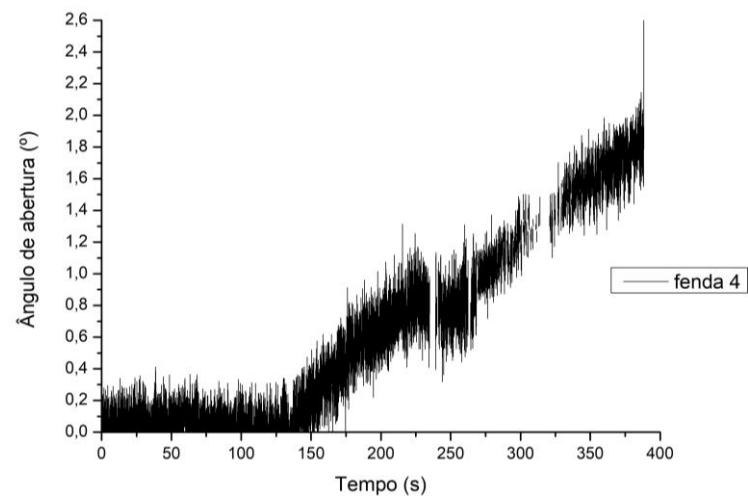


Figura 4.91 - Diagrama ângulo de abertura-tempo da fenda 4

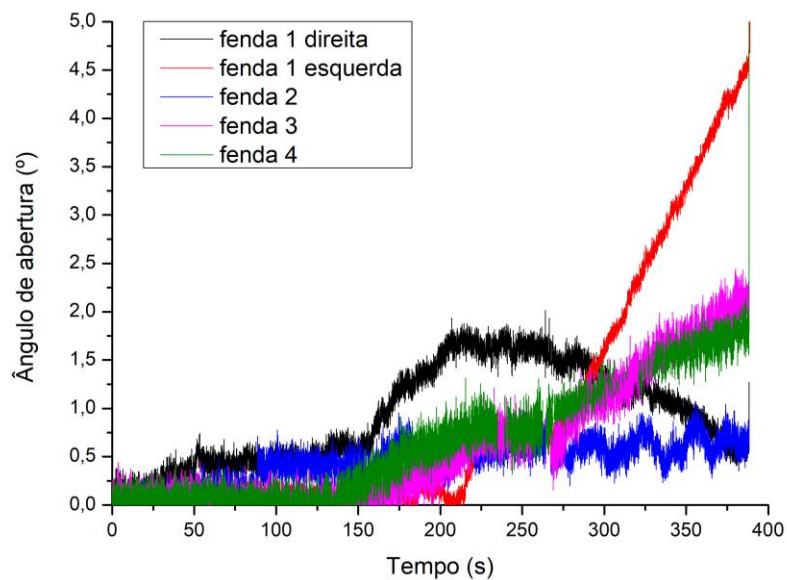


Figura 4.92 - Diagrama ângulo de abertura-tempo de todas as fendas

Observando o gráfico da Figura 4.92, conclui-se, que a primeira fenda surgiu à direita da aplicação da carga, sendo denominada de “fenda 1 direita”. Esta fenda, ocorreu devido às tensões de corte na interface tijolo-argamassa terem alcançado o seu valor de ruptura. Observando o gráfico da Figura 4.88, evidencia-se que esta fenda aumentou entre os 20 e os 50 segundos de ensaio, depois manteve-se constante até aos 155 segundos, aumentando novamente até aos 208 segundos. A partir deste momento, a fenda foi fechando progressivamente até à ruptura do arco. Nas Figuras 4.93 e 4.94 ilustra-se esta fenda, antes e depois de surgir.

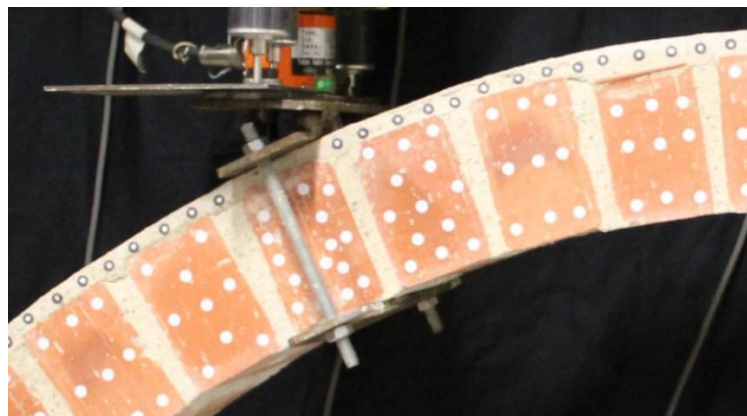


Figura 4.93 - Fenda 1 direita antes da abertura de fenda

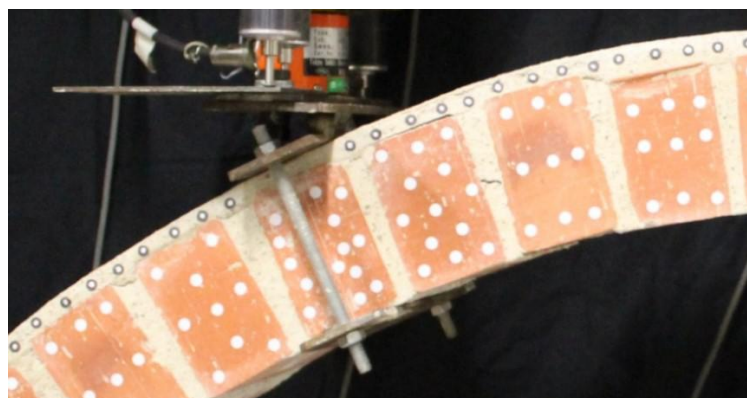


Figura 4.94 - Fenda 1 direita depois da abertura de fenda

A segunda fenda que manifestou rotação, foi a “fenda 2”. Apesar de não ser visível a “olho nu” a abertura da fenda, como se pode verificar na Figura 4.96, o GOM Correlate detetou abertura nesta fenda. A fenda abriu de repente aos 88 segundos e depois foi abrindo gradualmente até à rotura do arco. Comprova-se assim, que o reforço, tal como como previsto, impediu a abertura desta fenda. De seguida, na Figura 4.95 está evidenciado a fenda 2 no início do ensaio, seguida de uma foto da fenda 2 no momento em que o arco está prestes a alcançar à rotura.



Figura 4.95 - Fenda 2 antes do início do ensaio



Figura 4.96 - Fenda 2 na iminência do colapso

A terceira fenda a aparecer foi a “fenda 4”. Esta, como se pode ver na Figura 4.91, surgiu aos 137 segundos, tendo aumentado até aos 228 segundos. Segue-se um patamar, voltando a aumentar até ao colapso do arco aos 250 segundos. É de notar, que se a malha de fibra de carbono tivesse sido amarrada no interior dos apoios, possivelmente, teria acontecido o que aconteceu com a fenda 2, ou seja, a existência de reforço impediria a abertura da fenda. Como o limite final da malha se encontra na imediação desta junta de argamassa, não foi possível prevenir a abertura desta fenda. De seguida encontram-se duas fotos, uma foto do antes e outra do depois da abertura da fenda (Figura 4.97 e 4.98).

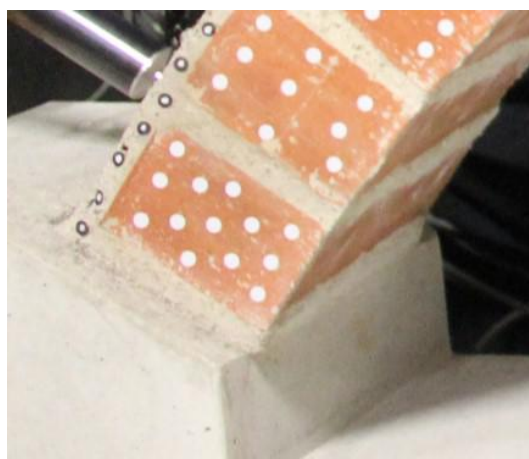


Figura 4.97 - Fenda 4 antes da abertura de fenda

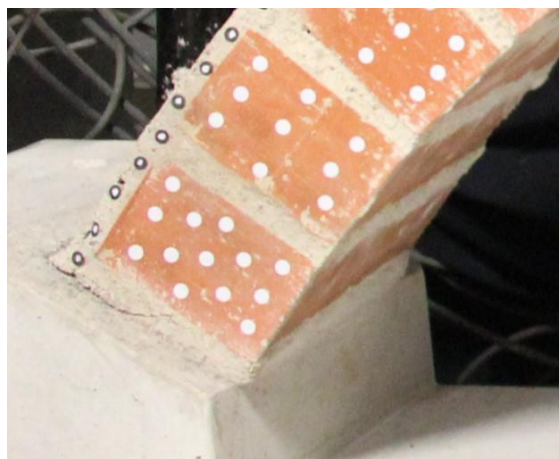


Figura 4.98 - Fenda 4 depois da abertura de fenda

A quarta fenda a aparecer foi a “fenda 3”. Esta, surgiu aos 175 segundos, tendo aumentado até aos 230 segundos, devido à paragem do ensaio, voltando a abrir novamente aos 270 segundos. Aumentando até ao colapso do arco. De seguida nas Figuras 4.99 e 4.100, uma foto antes e após a abertura da fenda, respetivamente.

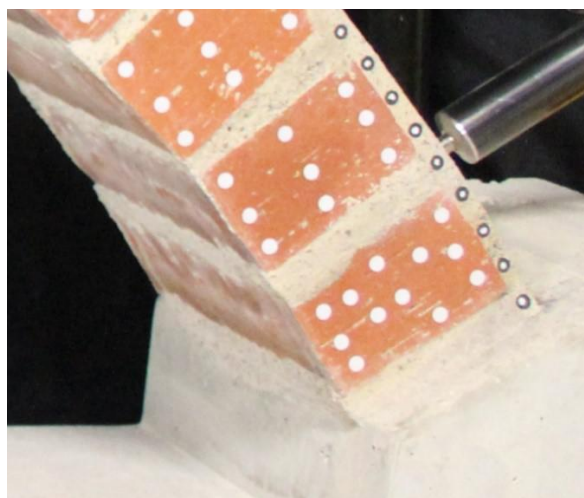


Figura 4.99 - Fenda 3 antes da abertura de fenda



Figura 4.100 - Fenda 3 depois da abertura de fenda.

A última fenda a surgir foi a fenda designada de “fenda 1 esquerda”, pois, surgiu à esquerda da aplicação da carga. Esta, abriu aos 212 segundos, progressivamente, até à paragem do ensaio nos 225 segundos, voltando a abrir até ao colapso aos 275 segundos. É de notar, observando o gráfico do ângulo de abertura da fenda 1, que quando a fenda 1 esquerda abre, a fenda 1 direita vai fechando gradualmente. De seguida nas Figuras 4.101 e 4.102, uma foto antes e depois da abertura da fenda, respetivamente.

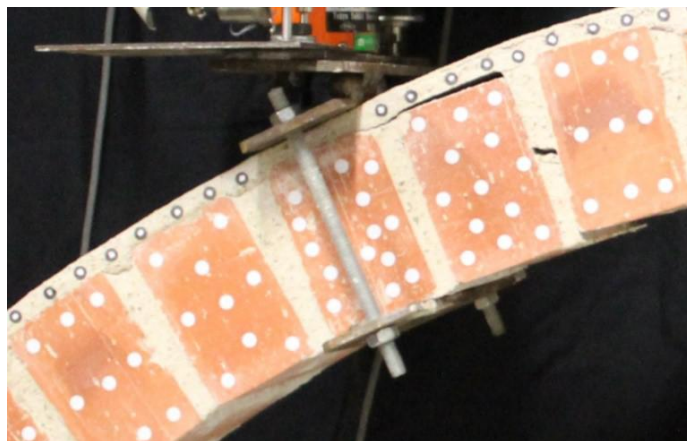


Figura 4.101 - Fenda 1 esquerda antes da abertura de fenda

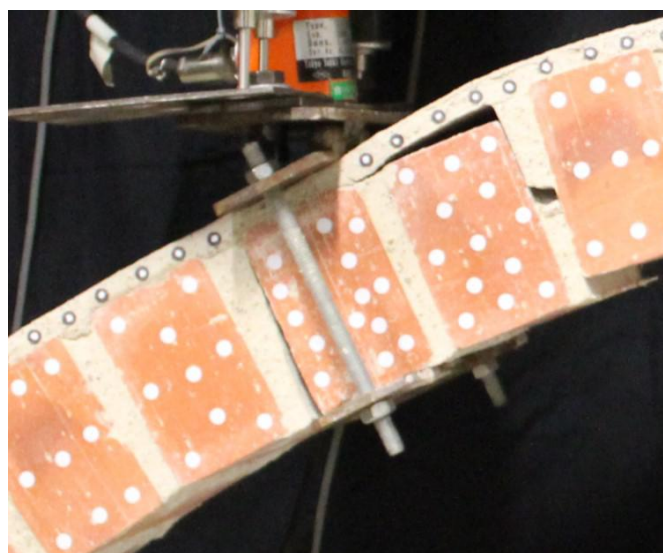


Figura 4.102 - Fenda 1 esquerda depois da abertura de fenda

Uma vez que no ensaio experimental o tempo foi medido através da câmara de filmar e através dos equipamentos de monitorização. É possível cruzar dados e correlacionar o momento de abertura das fendas, com o deslocamento imposto nesse momento. Assim, consegue-se determinar no diagrama força-deslocamento obtido no ensaio experimental, os deslocamentos quando ocorreram as fendas. Deste modo, na Figura 4.103, encontra-se o diagrama força-deslocamento, juntamente com os deslocamentos e a ordem de aparição das diferentes fendas ao longo do ensaio.

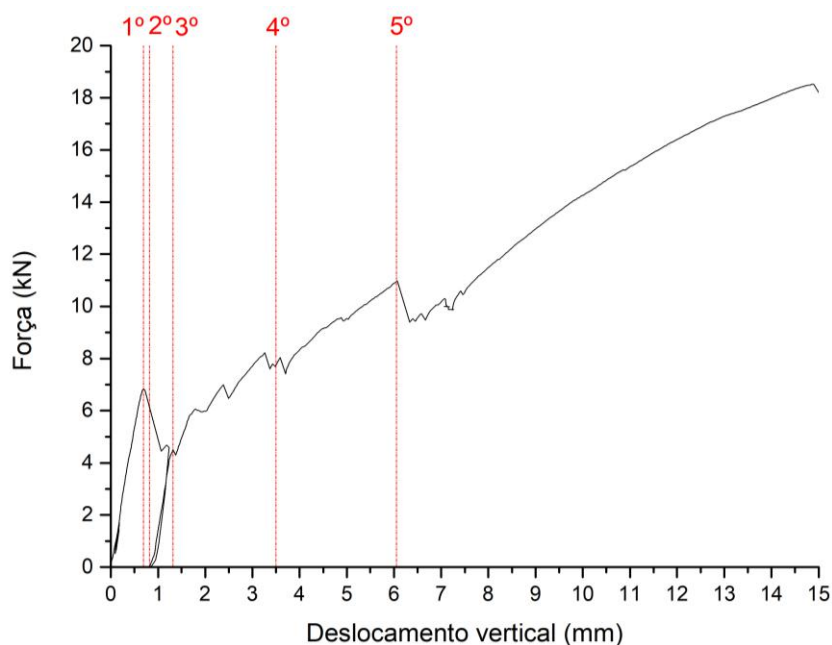


Figura 4.103 - Diagrama força-deslocamento com reforço, com anotação dos deslocamentos para os quais surgiram as fendas

Para comprovar que a tensão máxima da fibra de carbono ocorre no quarto de vão oposto ao da aplicação da carga, foi colocado um extensômetro na fibra central neste local (3/4) e a meio vão (1/2). Na Figura 4.104 temos o diagrama extensão-força.

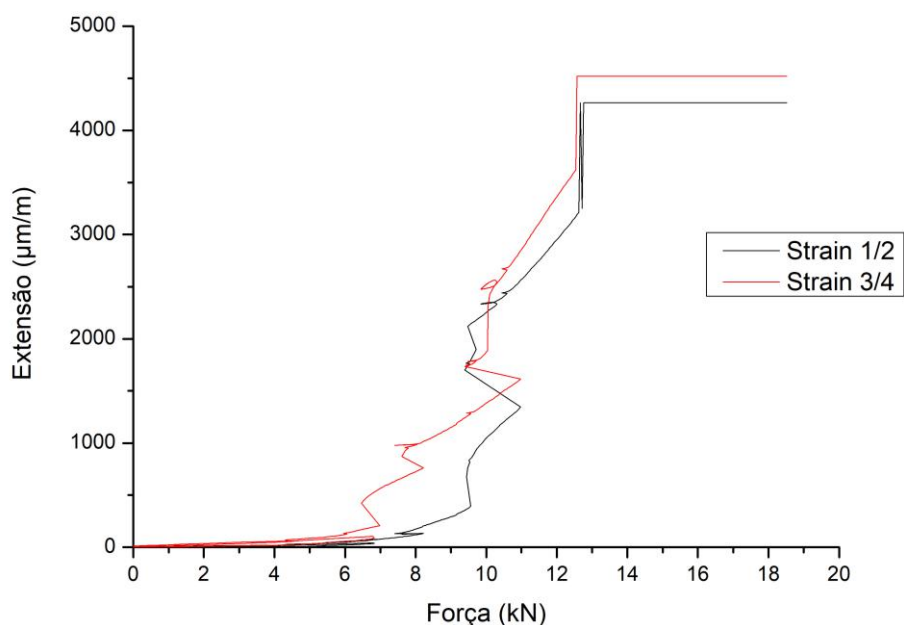


Figura 4.104 - Diagrama extensão-força proveniente dos extensômetros

Ao analisar o diagrama, conclui-se que para a mesma força aplicada no arco, o extensômetro colocado a três quartos de vão tem uma extensão superior à do extensômetro colocado a meio vão, como previsto nas modelações numéricas. De salientar que o extensômetro deixou de ler a extensões antes da rotura do arco. Isto pode-se dever a um descolamento do extensômetro da fibra, ou talvez se deva a uma rotura à tração precoce do fio central onde se colocou os extensômetros.

5. Simulação numérica de arcos de alvenaria

Concluídos os ensaios de caracterização dos materiais necessários, procedeu-se às modelações numéricas dos ensaios experimentais realizados. O intuito é simular o comportamento observado nos ensaios experimentais e compreender melhor os respectivos mecanismos de rotura e a distribuição de tensões nos arcos ao longo do ensaio.

A geometria do arco ensaiado foi igualmente replicada na geometria das modelações numéricas efetuadas. A Figura 5.1 e a Figura 5.2, mostram a geometria “tipo” dos arcos modelados numericamente, em 3D e 2D, respetivamente. Na Figura 5.2, o ponto a vermelho corresponde ao centro do círculo circunscrito no intradorso do arco e o vetor a vermelho corresponde à força vertical que será aplicada.

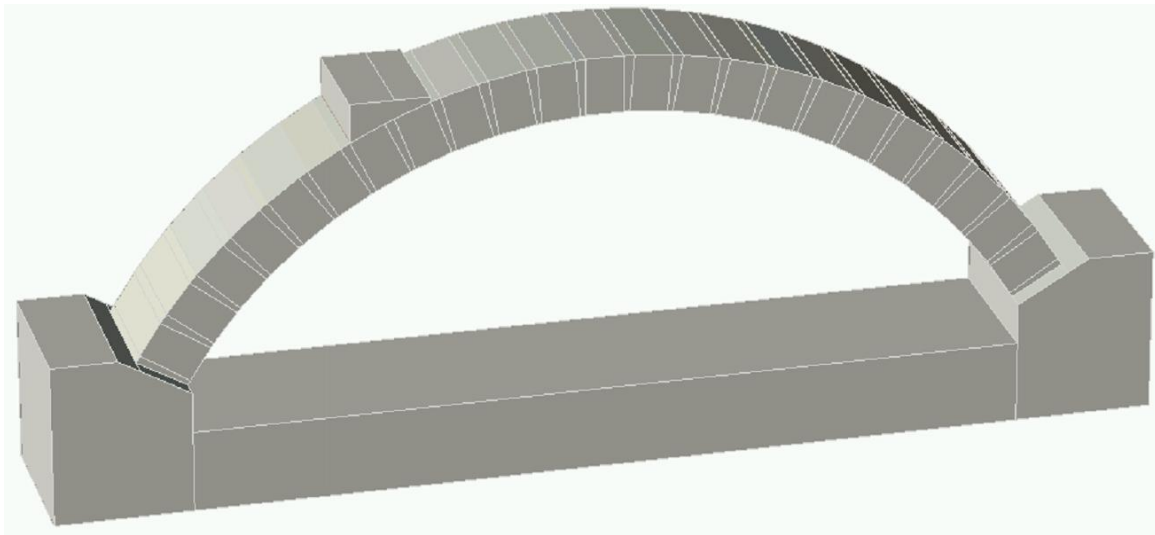


Figura 5.1 - Geometria do modelo de elementos finitos

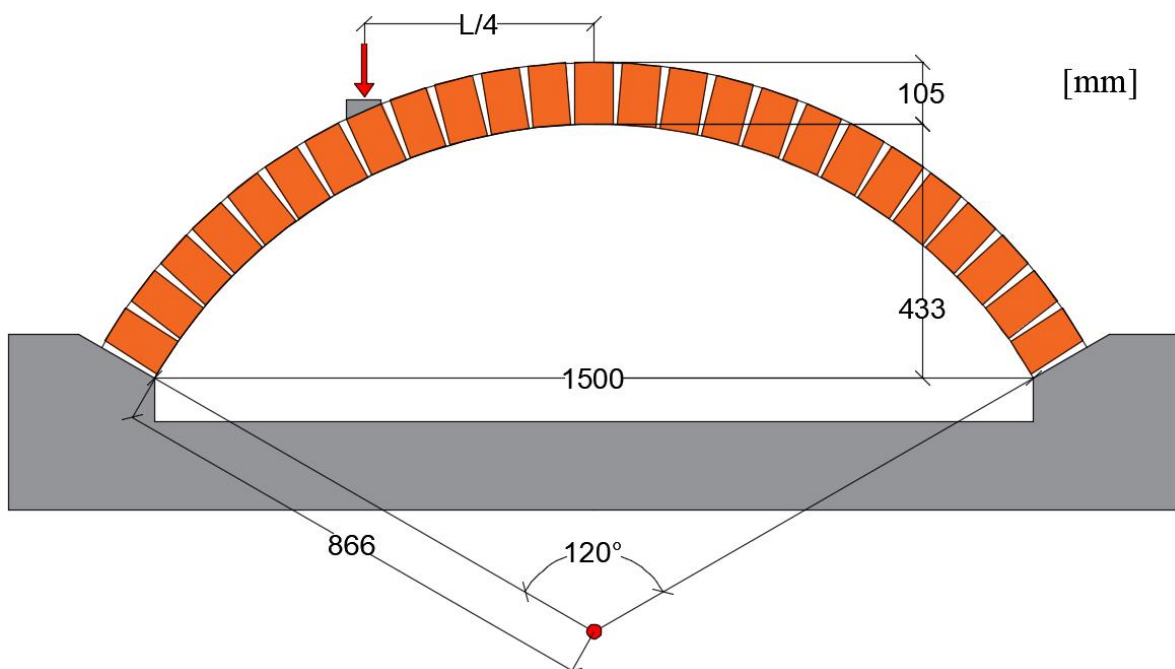


Figura 5.2 - Geometria do arco em 2D e local de aplicação de carga

As características geométricas encontram-se na Tabela 5.1:

Tabela 5.1 - Geometria do arco

Característica	Grandeza	valor
Dimensão tijolos	mm	70x105x225
nº tijolos (vista frontal)	un.	23
Vão interno	mm	1500
Altura intradorso	mm	433
Altura extradorso	mm	538
Espessura	mm	105
Largura	mm	225
Ângulo de amplitude	°	120
Raio de circunferência	mm	866

A malha utilizada na modelação do ensaio experimental é composta por elementos brick. A malha utilizada nas modelações sem reforço e com reforço, está ilustrada nas Figuras 5.2 e 5.3, respetivamente. O espaçamento entre cada ponto de integração nos elementos de alvenaria é 2,5 cm, enquanto que na base de betão são 10 cm, de modo, a diminuir o número de nós para acelerar o processo de calculo numérico.

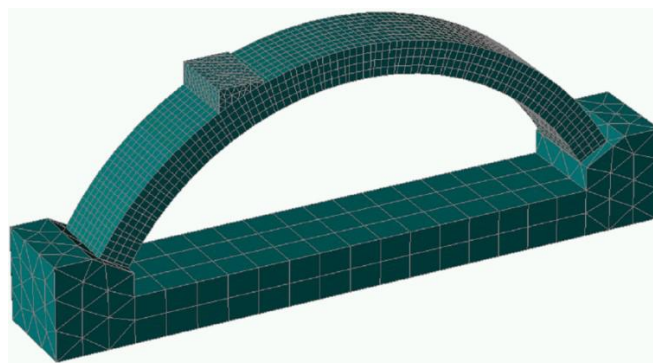


Figura 5.3 - Malha sem reforço

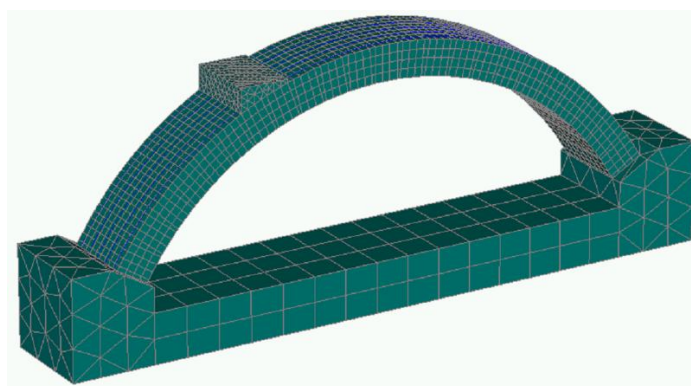


Figura 5.4 - Malha com reforço

As duas bases de betão na face inferior, encontram-se completamente fixas. Estas, absorvem deslocamentos e rotações nos três eixos. A cunha de transmissão de força é caracterizada por um material elástico isotrópico, sem tensão de rotura, de forma a evitar que a rotura ocorra no na cunha. O deslocamento imposto, localiza-se pontualmente na cunha, na face superior no seu centro.

Na realização das modelações dos arcos, foram adotadas propriedades de caracterização da interface (Com elementos de interface tijolo-argamassa), bem como se ignoraram essas mesmas propriedades de ligação, assumindo assim, uma ligação perfeita entre materiais (Sem elementos de interface tijolo-argamassa), obrigando por essa via que, a rotura do arco ocorra no material em vez de na interface tijolo-argamassa.

Na Tabela 5.2 encontram-se as propriedades dos materiais adotadas nas modelações. Os valores com um asterisco (*), correspondem às propriedades dos materiais não caracterizadas experimentalmente pelo autor, tendo-se adotado valores para estas propriedades em falta na bibliografia encontrada. Foi dado mais rigor nos valores usados na caracterização da argamassa, visto, ser o material mais condicionante em termos de resistência mecânica.

A energia de fratura da argamassa G_f foi baseada nos valores de (Nežerka et al. 2014). No valor da tensão de rotura à tração da argamassa f_t , usou-se o valor caracterizado pela Universidade de Florença de 0,3 MPa (Alecci, Focacci, et al. 2016). Uma vez que, não se encontrou bibliografia em relação à tensão de rotura à tração do tijolo f_t , usou-se um valor de 4 MPa, de modo à rotura por tração ocorrer na interface tijolo-argamassa ou na argamassa em si. Nas propriedades dos elementos de interface, foram adotados os valores providenciados pela Universidade do Minho (Sanchez 2007) em relação ao K_{nn} e ao K_{tt} , sendo que os restantes valores, nomeadamente o f_t , o c e o ϕ , foram adotados da Universidade de Florença (Alecci, Focacci, et al. 2016).

O CFRP 1, corresponde à fibra de carbono caracterizada experimentalmente e usado nos arcos reforçados, enquanto que o CFRP 2, corresponde à fibra de carbono utilizada pela Universidade de Florença em 2016 (Alecci, Focacci, et al. 2016).

Tabela 5.2 - Caracterização Tijolo

Propriedade	Grandeza	Adotado
E	MPa	1187
μ	-	0,2
f_t	MPa	4*
f_c	MPa	50,2
G_f	MN/m	2,50E-4*
ρ	MN/m ³	0,0217

Tabela 5.3 - Caracterização Argamassa

Propriedade	Grandeza	Adotado
E	MPa	469,7
μ	-	0,2
f_t	MPa	0,3*
f_c	MPa	7,6
G_f	MN/m	1,0E-5*
ρ	MN/m ³	0,018

Tabela 5.4 - Caracterização Interface tijolo-argamassa

Propriedade	Grandeza	Adotado
K_{nn}	MN/m ³	2,4E+5*
K_{tt}	MN/m ³	1,0E+5*
f_t	MPa	0,3*
c	MPa	0,26*
ϕ	Tan(α)	0,6*

Tabela 5.5 - Caracterização FRP

Propriedade	Grandeza	CFRP 1	CFRP 2
f_t	MPa	1868	4800*
ε_u	%	0.88	2*
E	MPa	212547	240000*
A_{FRP}	m ²	1,02E-5	1,02E-5*

5.1. Simulação numérica sem reforço

A Figura 5.5 mostra os diagramas força-deslocamento dos arcos sem reforço, com interface e sem interface, obtidos nas modelações.

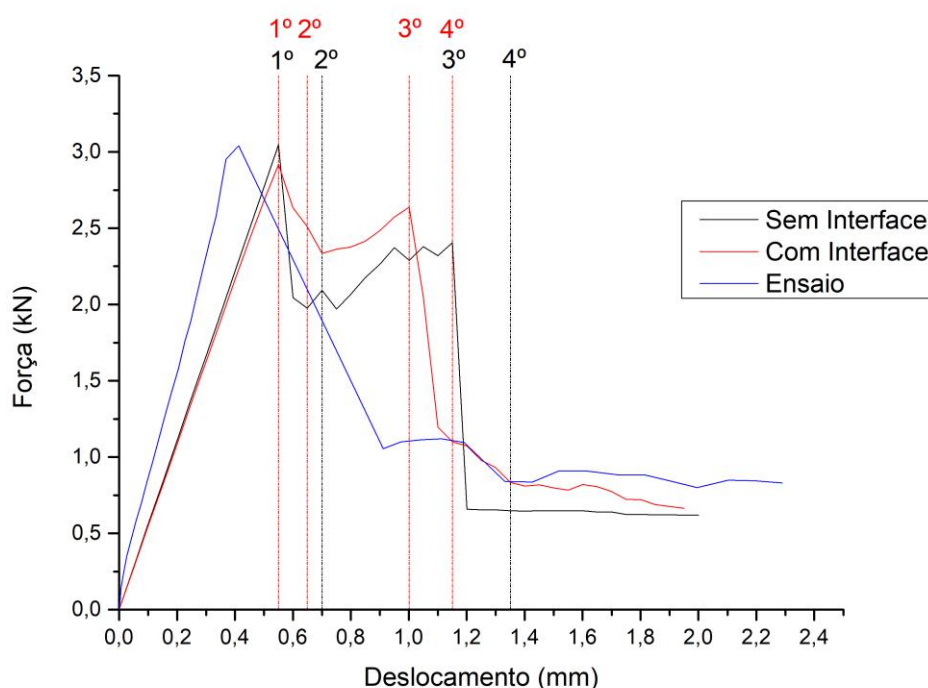


Figura 5.5 - Diagrama força-deslocamento do arco sem reforço

Analisando os diagramas na Figura 5.5, pode-se verificar que o ensaio experimental é caracterizado por um pico máximo, seguido da perda da capacidade resistente ao deslocamento imposto. Enquanto que os diagramas das modelações são caracterizados por dois picos máximos. No gráfico da Figura 5.5, encontra-se anotado o deslocamento para o qual apareceu cada fenda, pela ordem que aparecem.

De seguida, vai-se analisar as extensões e tensões à medida que surgem as fendas no arco sem reforço, sem elementos de interface. Primeiramente, analisam-se as extensões principais máximas e de seguida as tensões efetivas. Como os deslocamentos são impercetíveis a “olho nu”, nas Figuras em anexo, os deslocamentos foram aumentados 30 vezes. As linhas a preto representam a fendilhação no arco. As extensões são unidimensionais enquanto que as tensões se encontram em MPa.

A primeira fenda surge no intradorso no local da aplicação da carga. A segunda fenda surge no intradorso junto ao apoio direito. A terceira fenda aparece no extradorso junto ao apoio da esquerda. Por fim, a quarta fenda surge no extradorso do arco do lado direito, seguindo-se a perda imediata de capacidade resistente ao deslocamento imposto. De notar, que no limiar da área de tensões de tração, se encontra a linha de tensões nula.

De seguida, vai-se analisar as extensões e tensões à medida que surgem as fendas no arco sem reforço, com elementos de interface na ligação tijolo-argamassa. Analisando as imagens obtidas na modelação numérica dos arcos, verifica-se que a modelação com elementos de interface, é a que se aproxima mais da realidade, tendo em conta que no ensaio experimental as fendas apareceram todas por descolamento da interface tijolo-argamassa, tal como na modelação numérica. No entanto, a análise das imagens do ensaio experimental, dá a entender que as fendas surgem todas ao mesmo tempo, enquanto que na modelação, existe uma ordem. De reparar que a ordem de aparição de fendas na modelação sem interface, é diferente da ordem da modelação com interface. Na modelação com interface, a terceira fenda surge no extradorso à direita e a quarta fenda surge no extradorso à esquerda, enquanto que sem interface, estas duas trocam de ordem.

5.2. Simulação numérica com reforço

De seguida, estão ilustrados os diagramas força-deslocamento das modelações efetuadas de arcos com reforço no extradorso por CFRP. Os arcos foram modelados com a fibra de carbono do ensaio experimental (CFRP 1) e com a fibra de carbono utilizada pela Universidade de Florença (CFRP 2). Fez-se esta comparação, porque a fibra de carbono do ensaio experimental alcançou a sua tensão de rotura, e assim, pretendeu-se comparar com uma fibra de carbono mais resistente, que é o caso do CFRP utilizado pela Universidade de Florença (Alecci, Focacci, et al. 2016).

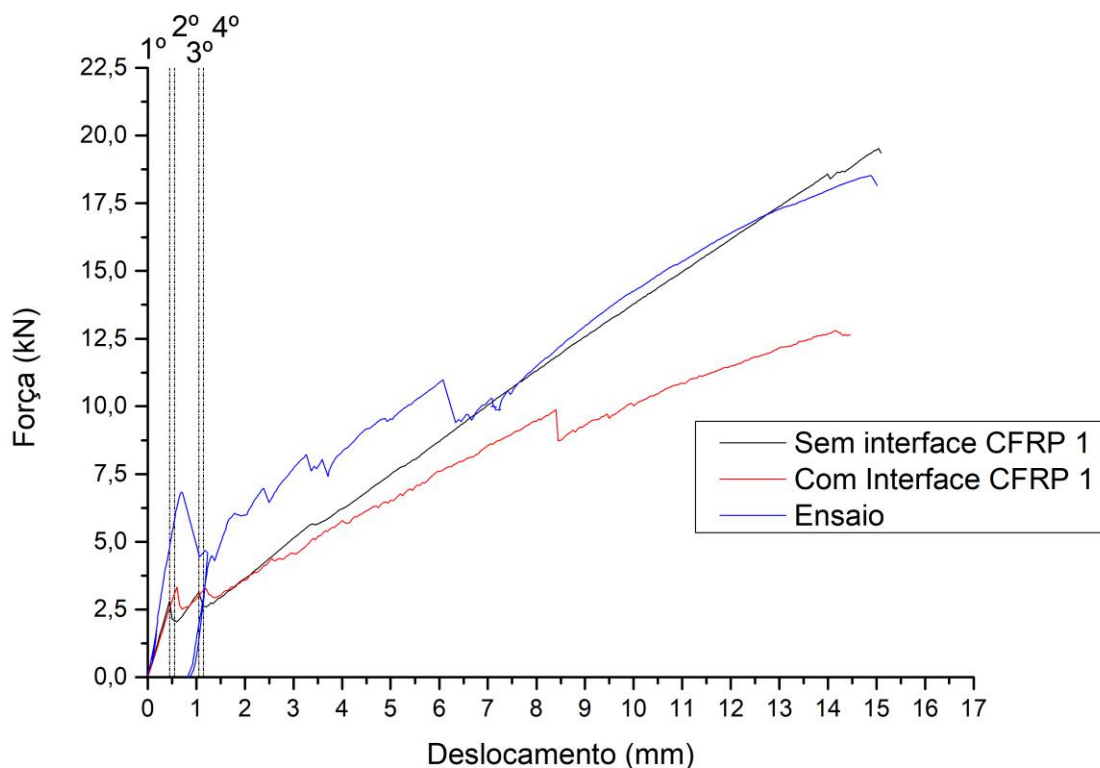


Figura 5.6 - Diagrama força-deslocamento, com reforço, CFRP 1

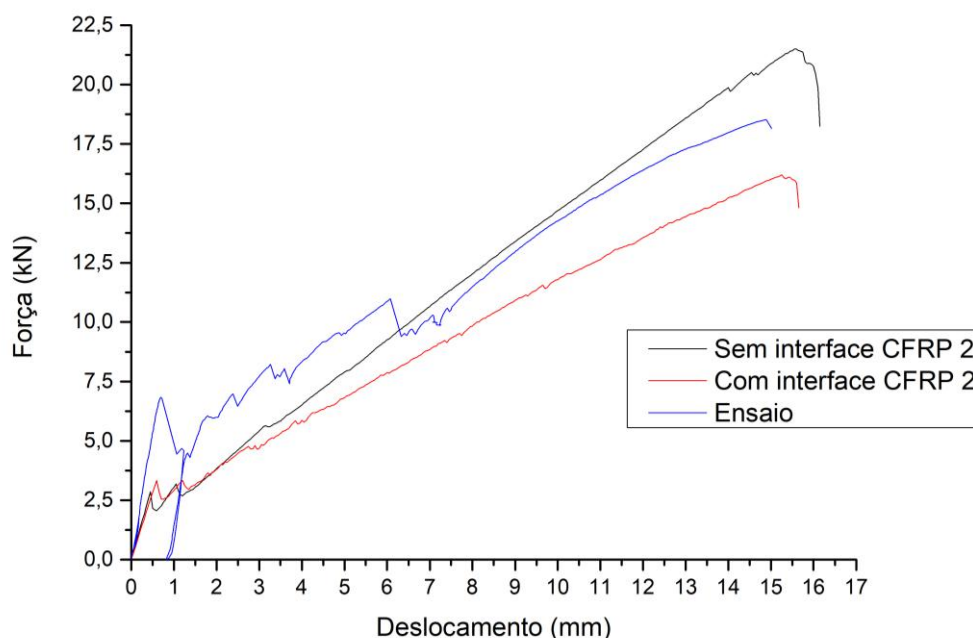


Figura 5.7 - Diagrama força-deslocamento, com reforço, CFRP 2

Analisando os diagramas das Figuras 5.6 e 5.7, conclui-se, que as modelações numéricas com reforço por extradorso com CFRP, tiveram um comportamento similar à do arco ensaiado experimentalmente. No entanto, mais uma vez, o ensaio experimental possui uma rigidez inicial superior à das modelações numéricas. Mas, após o surgimento das quatro fendas características do mecanismo de rotura, tanto nas modelações como no ensaio, a rigidez do trecho ascendente é similar até à rotura. Na Figura 5.6 está evidenciado os deslocamentos impostos, para o quais, surgiram a ordem das fendas numeradas, para a modelação sem elementos de propriedade de interface tijolo-argamassa. Sendo o CFRP 2 mais resistente, tanto em tensão de rotura, como em extensão última, está evidenciado nas Figuras 5.6 e 5.7, que este resistiu a deslocamentos impostos superiores, comparativamente com o CFRP 1. Em termos de força resistente ao deslocamento imposto, o CFRP 2, também apresentou valores superiores, comparativamente com o CFRP 1. De notar, que apesar da extensão última do CFRP 2 ser mais do dobro da extensão última do CFRP1, a diferença de ductilidade é reduzida. É também observável, uma rigidez superior na modelação do arco reforçado com o CFRP 2, comparativamente à modelação do arco reforçado com CFRP 1.

De seguida, vai-se analisar as extensões e tensões à medida que surgem as fendas no arco. Primeiramente, analisam-se as extensões principais máximas e de seguida as tensões efetivas. Como os deslocamentos são impercetíveis a “olho nu”, nas Figuras em anexo, os deslocamentos foram aumentados 30 vezes nas extensões principais máximas, e vezes nas tensões efetivas. As linhas a preto representam a fendilhação no arco. As extensões são unidimensionais enquanto que as tensões se encontram em MPa. Uma vez que as duas fibras tiveram comportamentos similares, apenas se vai analisar a fibra usada no ensaio experimental, designada de CFRP 1.

Conclui-se, que a primeira fenda surge no intradorso no local da aplicação da carga. A segunda fenda surge no intradorso junto ao apoio direito. A terceira fenda aparece no extradorso do lado direito. Por fim, a quarta fenda surge no extradorso do arco junto ao apoio esquerdo. O FRP não impediu o surgimento das fendas, no entanto, impediu que estas se abrissem, impedindo a rotura do arco. Assim, as tensões de tração, à medida que a carga aumenta, vão se acumulando na alvenaria no extradorso, junto às fendas três e quatro, sendo redistribuídas pelos fios de CFRP, até que as tensões de tração, alcancem a tensão de rotura do CFRP 1.

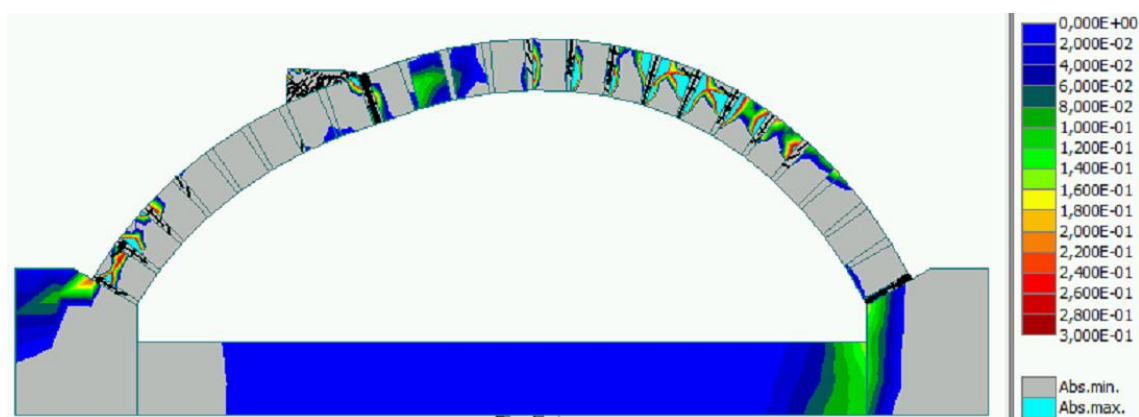


Figura 5.8 - Tensões em Z antes da rotura

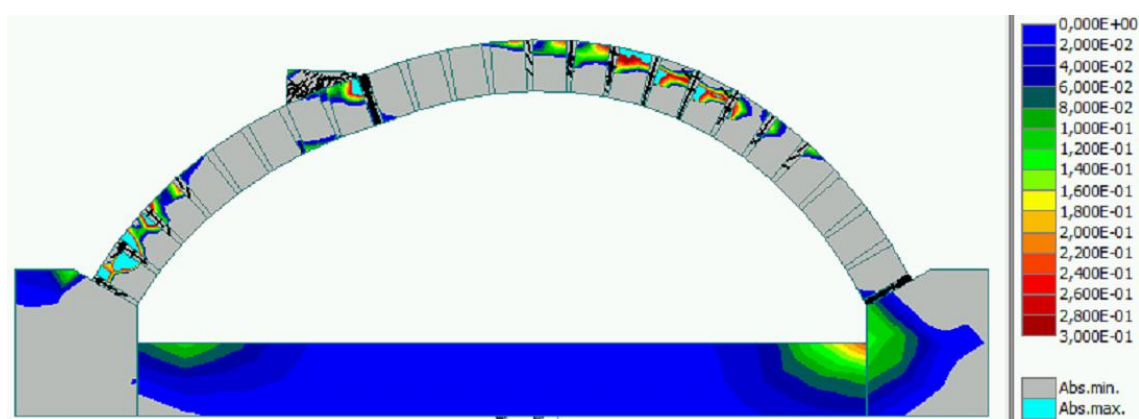


Figura 5.9 - Tensões em Y antes da rotura

Podemos evidenciar, nas Figuras 5.8 e 5.9, as tensões de tração elevadas na alvenaria junto à fenda 3 e 4 no extradorso. De seguida, na Figura 5.10, mostra-se a força nos cabos de CFRP em MN e na Figura 5.11 as tensões em Z antes da rotura.

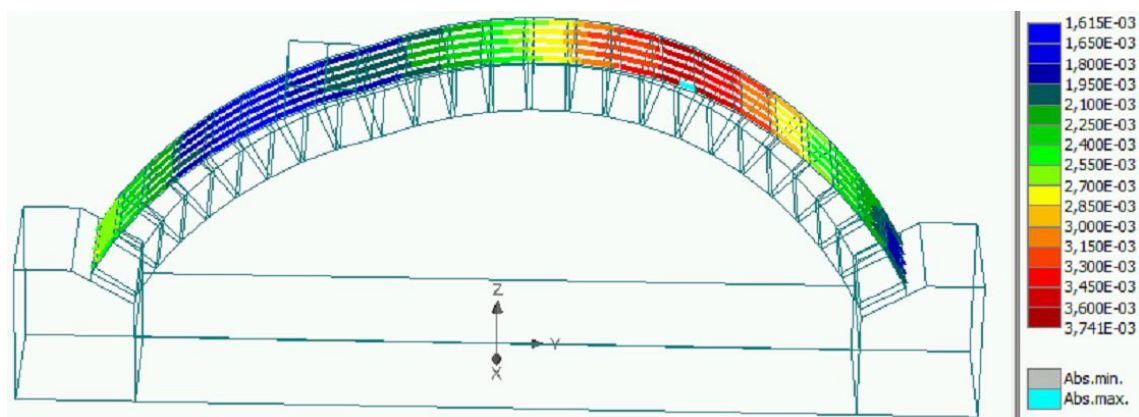


Figura 5.10 - Força nos cabos antes da rotura, sem interface

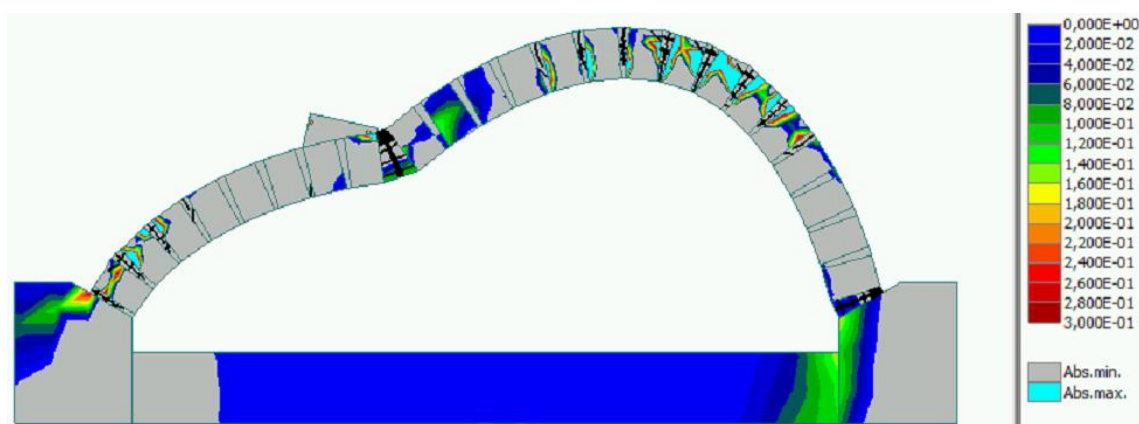


Figura 5.11 - Tensões em Z na rotura com deslocamentos ampliados e fendilhação

De seguida, analisa-se as tensões à medida que vão surgindo as fendas, para a modelação com reforço com elementos de propriedade de interface. Com as Figuras em anexo, evidencia-se que a ordem de surgimento de fendas é igual à ordem obtida na modelação sem propriedades de elementos de interface. No entanto, a rotura do arco, à semelhança da modelação sem interface, ocorre na fenda à direita do tijolo imediatamente a seguir ao local de aplicação de carga. Como se pode evidenciar na Figura 5.11 e na Figura 5.12.

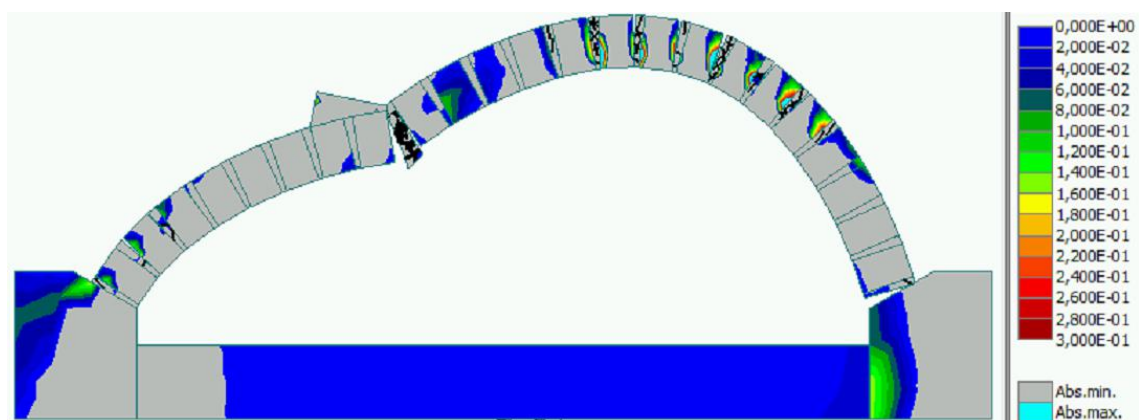


Figura 5.12 - Tensões em Z na rotura, com interface CFRP 1

5.3. Simulação numérica de uma nova técnica de reforço

Neste subcapítulo vai-se apresentar a simulação do comportamento dos arcos de alvenaria reforçados pelo extradorso utilizando armaduras de CFRP pré-esforçadas. Para o efeito, recorre-se a uma técnica de reforço inovadora intitulada CREAtE (Continuous Reinforcement Embedded at Ends) (Chastre Rodrigues et al. 2016) e que consiste no reforço dos arcos de alvenaria pelo extradorso utilizando armaduras de CFRP embebidas nas extremidades do arco de alvenaria e pré-esforçadas na zona central do mesmo.

Como visto no capítulo 2.2.2, o dimensionamento da geometria e das cargas impostas nos arcos, até aos dias de hoje, foi calculada tendo como base, a linha de confiança. A Linha de confiança é desenhada vectorialmente, tendo em conta as ações impostas no arco. Esta, quando mais longe tiver da linha média do arco, maior serão os momentos por tração ocorridos nesse local. Como tal, os arcos eram dimensionados de modo a esta linha de confiança estar sempre na linha média do arco de forma a garantir que este apenas se encontre sujeito a esforços de compressão. Os arcos eram dimensionados desta forma, pois, considerava-se pelo lado da segurança que estes não resistiam a esforços de tração.

Nas Figuras 5.13 e 5.14, mostra-se a linha de confiança “tipo” para um arco sujeito ao seu peso próprio e para um arco sujeito a uma carga uniformemente distribuída radialmente, respetivamente.

Observando a Figura 5.14, verifica-se que a linha de confiança de um arco sujeito a uma carga uniformemente distribuída radialmente, é mantida na sua linha média do arco, prevenindo momentos por tração. Assim, ao aplicar pré-esforço, ocorrerá uma carga uniformemente distribuída radialmente, como na Figura 5.14, aumentando as tensões de compressão ao longo do arco e mantendo a linha de confiança na sua linha média. Deste modo, o confinamento do arco por aplicação de pré-esforço, impedirá o surgimento de fendas por tração, aumentando a sua capacidade resistente.

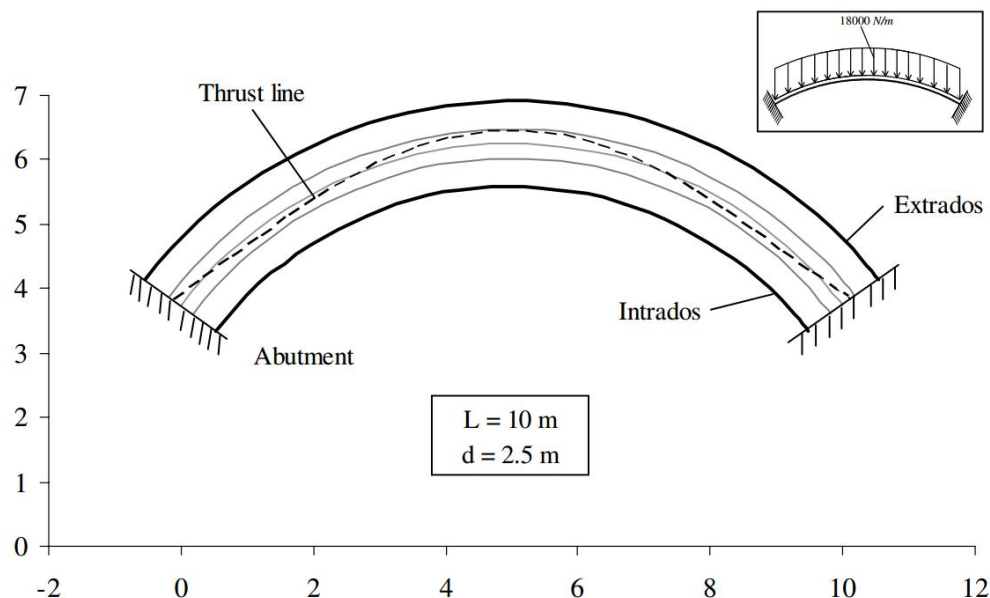


Figura 5.13 - Linha de confiança do arco sujeito ao seu peso próprio (Viola et al. 2007)

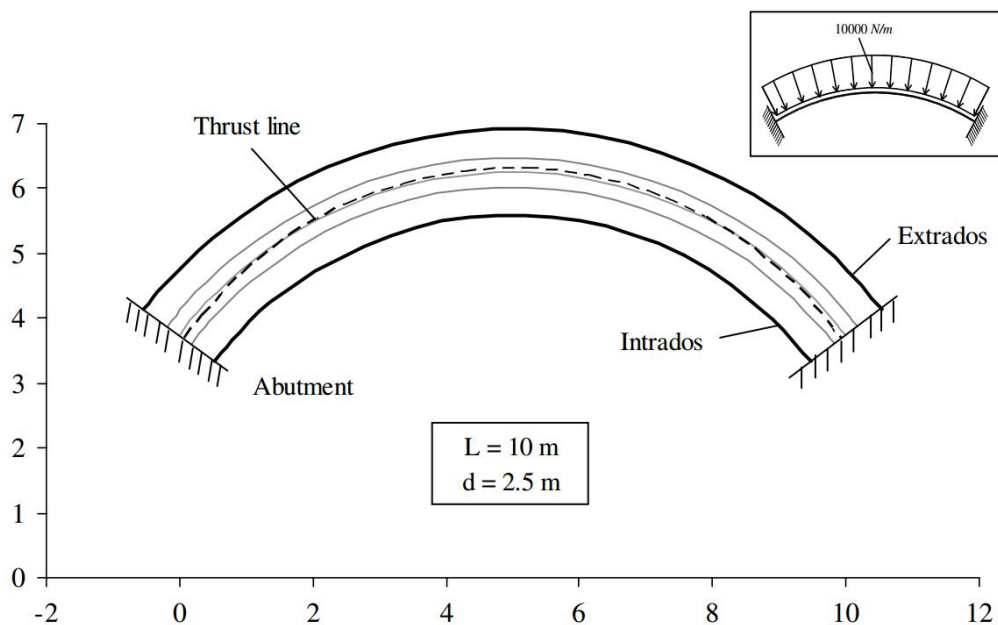


Figura 5.14 - Linha de confiança do arco sujeito a uma carga uniformemente distribuída radialmente (Viola et al. 2007)

O pré-esforço é caracterizado por uma ancoragem passiva, fixa, e uma ancoragem ativa, onde se realiza o pré-esforço. A ancoragem passiva será localizada dentro das bases de betão. As bases de betão terão de ser furadas pontualmente na direção respetiva de cada fio de fibra de carbono. Após a furação introduz-se cada fio da fibra de carbono no respetivo furo. Com o auxílio de uma calda de cimento ou uma resina epoxy, preenche-se o furo até à superfície, de maneira a que a presa proveniente do ligante, confina a fibra de carbono nos orifícios, de modo a criar uma ancoragem passiva.

A ancoragem ativa será localizada a meio vão do arco. Para tal acontecer, é necessário que o cada fio da fibra de carbono esteja dividido em duas partes distintas, com comprimento suficiente para que cada “meio fio” se sobreponha um ao outro a meio vão. Uma vez que uma das pontas de cada um destes “meio fios” se encontra ancorada nas bases, a ancoragem ativa consistirá em tensionar os “meio fios”, na ponta oposta, que se encontra a meio vão. Para tal acontecer, terá de se arranjar um dispositivo que consiga puxar cada um dos “meio fios” a meio vão, de forma a sobreponem-se um ao outro. Após alcançar a força previamente estabelecida nos cabos, terá de existir uma maneira de fixar os fios tensionados a meio vão, de forma a garantir o confinamento desejado.

Nas Figuras 5.15 e 5.16, encontra-se a geometria desta técnica reforço de forma a elucidar o leitor.

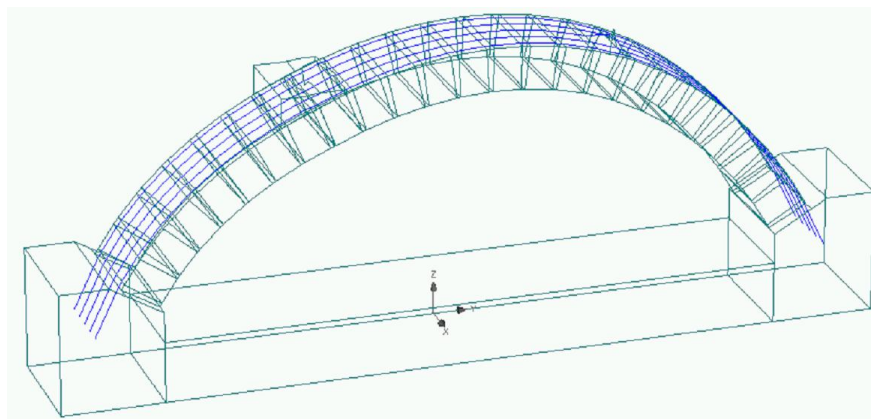


Figura 5.15 - Geometria da nova técnica de reforço 3D

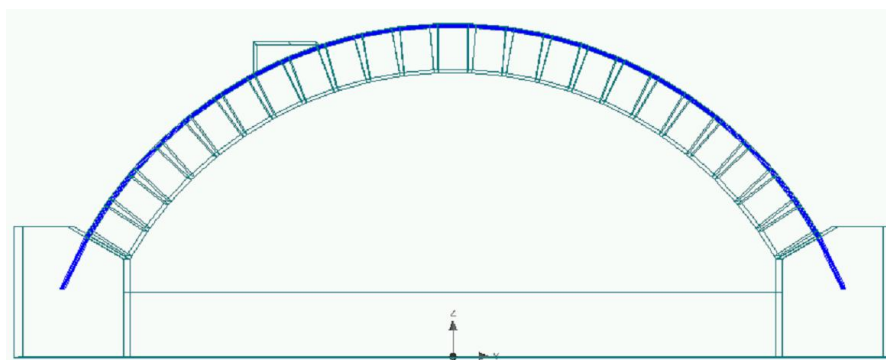


Figura 5.16 - Geometria da nova técnica de reforço 2D

De forma idêntica ao realizado no subcapítulo anterior, vai-se modelar neste subcapítulo esta nova técnica de reforço utilizando a fibra de carbono usada no ensaio experimental (CFRP1) e a fibra de carbono usada no trabalho experimental realizado na Universidade de Florença (CFRP 2). Para aplicar o pré-esforço há que determinar previamente a força a puxar em cada fio. Uma vez que as duas fibras de carbono têm tensões de rotura diferentes, cada uma destas, será tensionada de acordo com sua resistência à tração uniaxial. Considerando a tensão de rotura, como a força máxima possível de tensionar a fibra de carbono, esta irá corresponder a 100% de pré-esforço. Como não se pretende causar a rotura da fibra antes de carregar o arco, para testar o novo método de reforço, será aplicado um pré-esforço, de acordo com cada fibra, na ordem dos 25% e 50%. Para tal, há que determinar a força máxima resistente de cada fio, que se encontra na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 - Força máxima resistente de cada fio

	f_t	A_{FRP}	$F_{max.}$
Fibra	MPa	mm ²	N
CFRP 1	1867,8	2,03	3791
CFRP 2	4800	2,03	9744

As forças de pré-esforço correspondentes a cada fibra, encontram-se na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 - Pré-esforço aplicado em cada fio de cada modelação com reforço por pré-esforço

Fibra	Pré-esforço (N)	
	25%	50%
CFRP 1	947	1895
CFRP 2	2436	4872

A Figura 5.17, demonstra a distribuição de forças nos cabos após a aplicação do pré-esforço. A escala à direita encontra-se em MN.

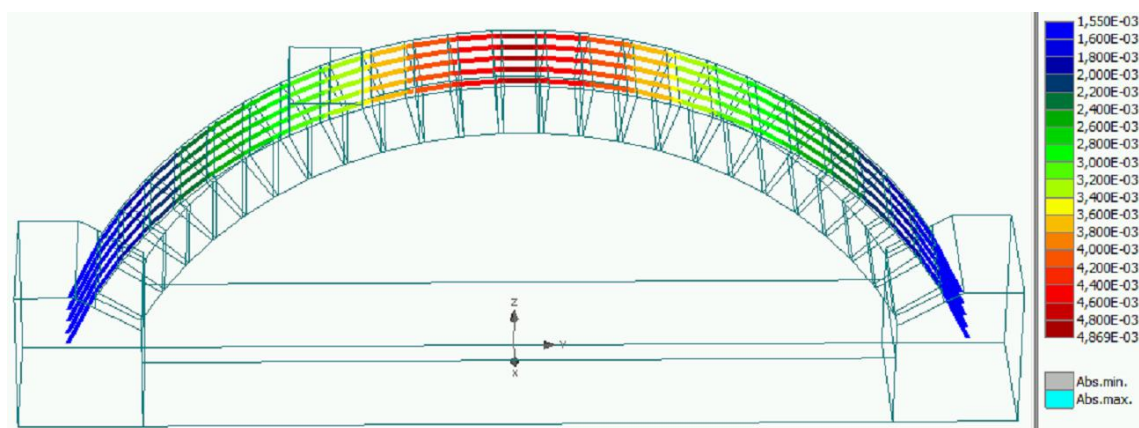


Figura 5.17 - Distribuição das forças nos cabos após aplicação do pré-esforço

Como se pode observar, após a aplicação do pré-esforço, as forças são máximas a meio vão e vão diminuindo progressivamente até às ancoragens passivas localizadas nas bases de betão, devido ao atrito existente nos desviadores.

A Figura 5.18 e a Figura 5.19, evidenciam as tensões principais mínimas ao longo do arco, antes e depois da aplicação do pré-esforço, respetivamente.

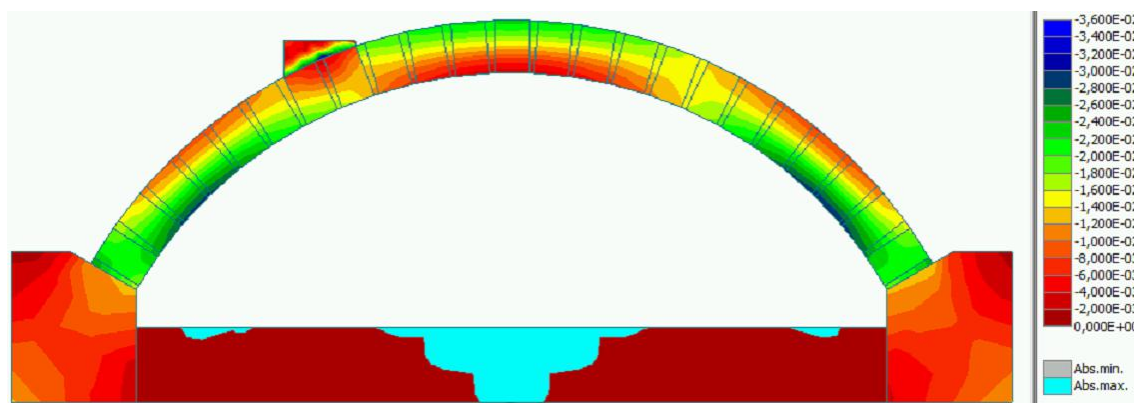


Figura 5.18 - Tensões principais mínimas antes da aplicação do pré-esforço

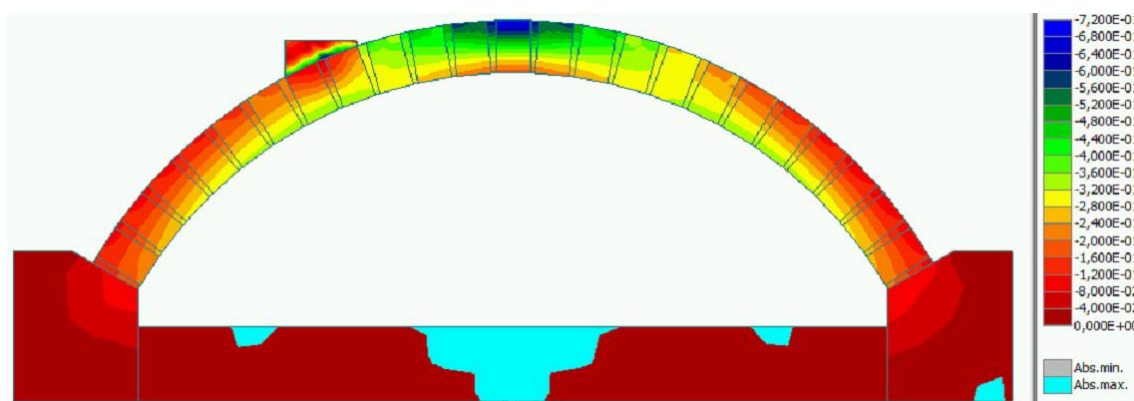


Figura 5.19 - Tensões principais mínimas após a aplicação do pré-esforço

Evidencia-se nas Figuras 5.18 e 5.19, o aumento das tensões de compressão ao longo do arco, após a aplicação de pré-esforço. De seguida, na Figura 5.20 até à figura 5.23, ilustram-se os diagramas força-deslocamento provenientes das modelações efetuadas com pré-esforço. Estas, à semelhança dos capítulos anteriores, foram modelados com elementos de propriedade de interface tijolo-argamassa (C.I.) e sem elementos de propriedades de interface (S.I.)

Ao observar o diagrama da Figura 5.20, conclui-se, que quanto maior a percentagem de pré-esforço, maior a rigidez do arco. O arco para a mesmo deslocamento imposto, com pré-esforço, apresenta aguentar forças maiores. No entanto, os arcos pré-esforçados, tiveram uma ductilidade menor que o arco sem pré-esforço, ductilidade esta, que diminui à medida que o pré-esforço é aumentado. A rotura dá-se devido ao facto de a fibra de carbono ter alcançado a sua tensão de rotura. De notar, que o confinamento providenciado pela fibra de carbono, com o pré-esforço, previne a perda de carga inicial, devido ao surgimento das típicas quatro fendas. As fendas nos arcos com pré-esforço surgem à mesma, só que o confinamento providenciado pelo pré-esforço impede que estas abram.

Analisando o diagrama força-deslocamento da Figura 5.21, agora com propriedades de interface, observa-se que o comportamento é semelhante ao diagrama anterior. No entanto, as capacidades resistentes de carga diminuíram ligeiramente. De notar, que as modelações S.I. CFRP 1 e S.I. 25% CFRP 1, ao contrário das outras, onde a rotura se deveu à rotura da fibra de carbono por tensões de tração, nestas, a rotura ocorreu por rotura da junta de argamassa imediatamente à direita do tijolo onde é aplicado o deslocamento, tal e qual como na modelação com interface do capítulo anterior.

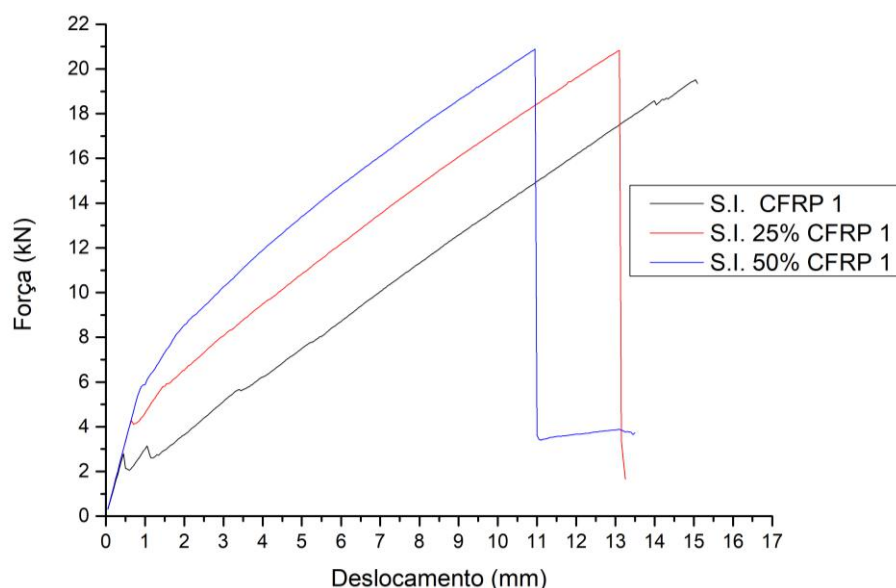


Figura 5.20 - Diagrama força-deslocamento, sem interface, com pré-esforço, CFRP 1

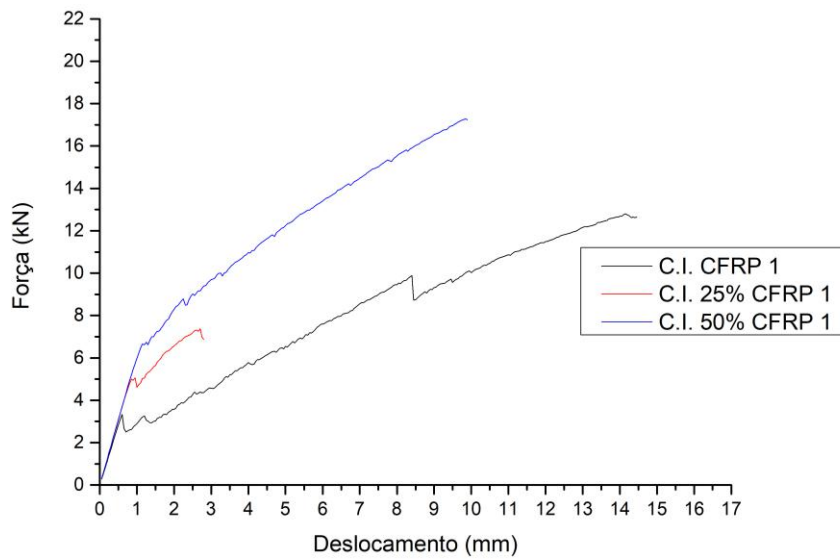


Figura 5.21 - Diagrama força-deslocamento, com interface, com pré-esforço, CFRP 1

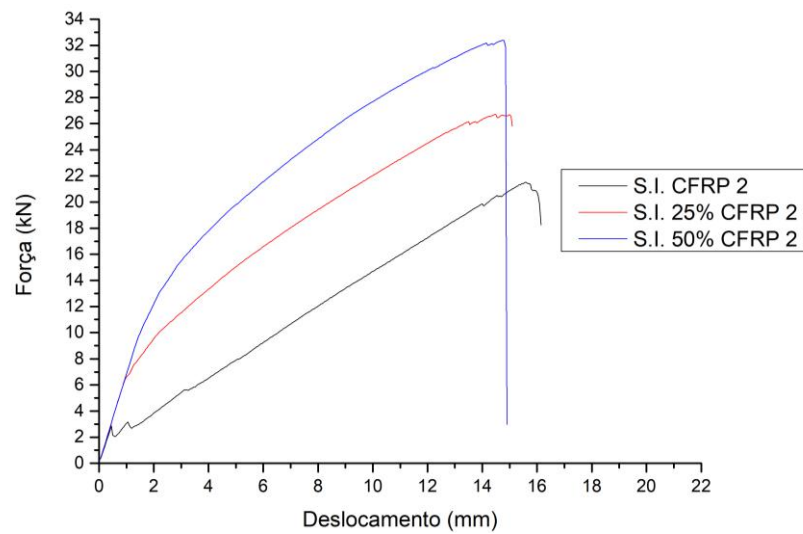


Figura 5.22 - Diagrama força-deslocamento, sem interface, com pré-esforço, CFRP 2

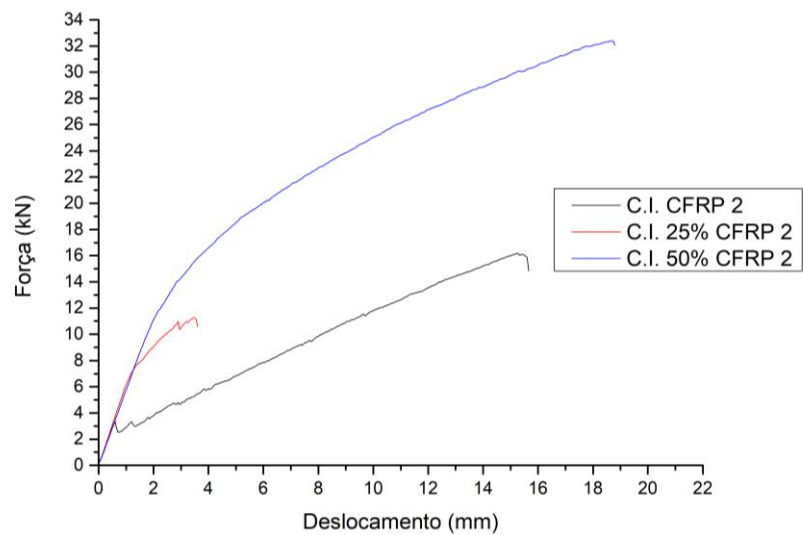


Figura 5.23 - Diagrama força-deslocamento, com interface, com pré-esforço, RCFRP

No diagrama força-deslocamento da Figura 5.22, analisando as modelações sem interface, com uma fibra de carbono mais resistente, observa-se que a capacidade de carga aumentou significativamente, sendo que desta vez, a ductilidade é similar entre as diferentes percentagens de pré-esforço aplicadas. As roturas dos arcos, todas elas, são caracterizadas pela rotura da fibra de carbono.

Na modelação com interface, o comportamento dos arcos é similar, no entanto, mais uma vez, os arcos C.I. CFRP 2 e C.I. 25% CFRP 2, a rotura ocorreu por rotura da junta de argamassa imediatamente à direita do tijolo onde é aplicado o deslocamento imposto.

De seguida, nas Figuras 5.24 e 5.25, estão evidenciadas as forças nos cabos, antes e após a rotura da fibra de carbono. De notar, que os deslocamentos estão aumentados em 5 vezes e que a escala à direita, se encontra em MN.

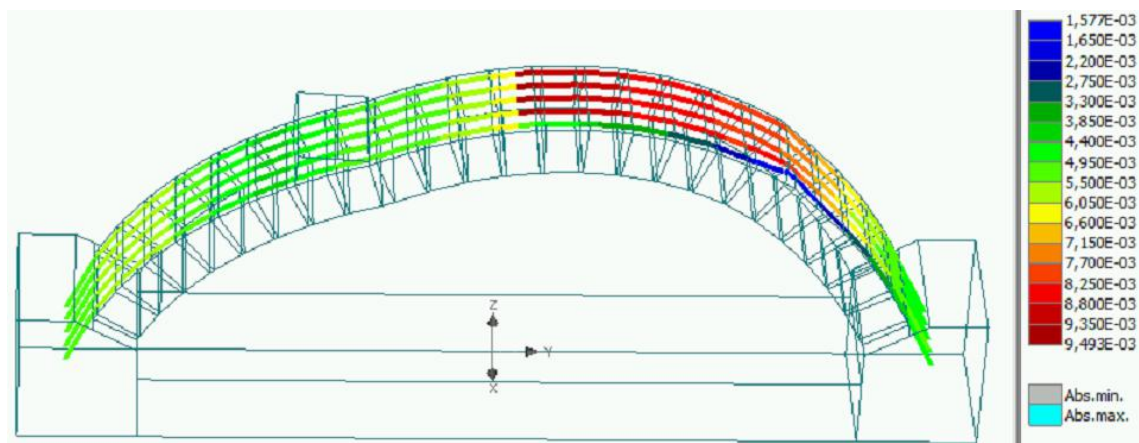


Figura 5.24 - Força nos cabos antes da rotura, com pré-esforço

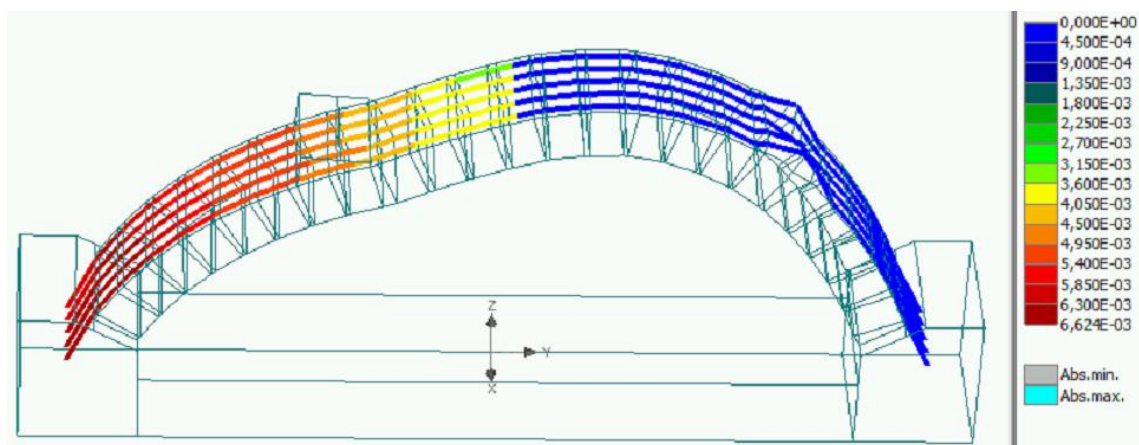


Figura 5.25 - Força nos cabos após rotura, com pré-esforço

6. Comparação e Discussão de Resultados

Comparando o diagrama força-deslocamento obtido no ensaio experimental do arco não reforçado, com o obtido no arco com reforço, que se encontra ilustrado na Figura 6.1, é notório a diferença de capacidade de carga resistente entre os dois.

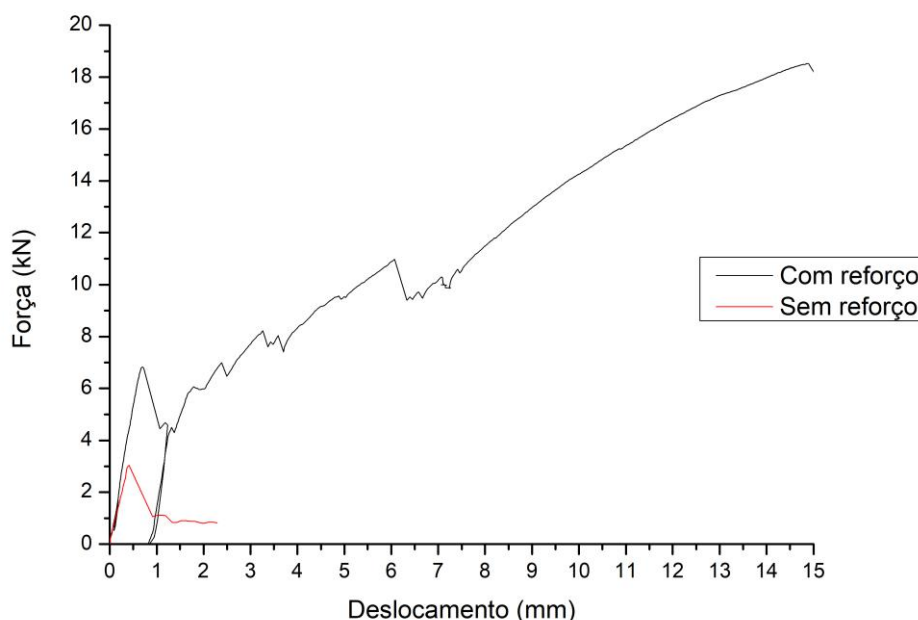


Figura 6.1 - Comparação do diagrama força-deslocamento dos dois arcos ensaiados

A força máxima obtida no arco sem reforço foi de 3,04 kN, enquanto no arco reforçado a força máxima foi de 18,52 kN, o que corresponde a um aumento de cerca de cinco vezes da capacidade resistente. Em termos de deslocamentos, o arco não reforçado teve a sua máxima capacidade resistente aos 0,41 mm, enquanto que a máxima capacidade resistente do arco reforçado ocorreu aos 14,89 mm. Assim, a solução de reforço permitiu melhorar substancialmente a ductilidade do arco e aumentar em cerca de trinta e cinco vezes o deslocamento do mesmo.

Ao longo deste trabalho, a ordem de aparição de fendas, foi a que levantou mais dúvidas. Nos ensaios experimentais realizados a ordem de aparecimento das fendas foi a seguinte: primeira fenda no intradorso no local da carga; segunda fenda no extradorso à direita; terceira fenda no extradorso à esquerda; quarta fenda no intradorso à direita. Situação que é coincidente com o verificado nos ensaios realizados na Universidade de Florença (Alecci, Focacci, et al. 2016). Na modelação numérica efetuada, exceto na solução sem reforço e sem elementos de interface, constatou-se que a ordem de aparição das fendas foi a seguinte: primeira fenda no intradorso no local da carga; segunda fenda no intradorso à direita; terceira fenda no extradorso à direita; quarta fenda no extradorso à esquerda. O que é corroborado pelo trabalho desenvolvido na Universidade do Minho (Oliveira et al. 2010).

Quer no ensaio experimental do arco de alvenaria não reforçado, quer no ensaio experimental do arco reforçado, foi possível através do software GOM Correlate fazer a correlação digital das imagens provenientes da filmagem dos ensaios dos arcos e identificar no diagrama força-deslocamentos, os deslocamentos para os quais ocorrem as diversas fendas. Na análise dos deslocamentos do ensaio experimental do arco não reforçado, efetuada com o software Gom Correlate, os gráficos mostram que as fendas surgem ao mesmo tempo. Contudo, a filmagem foi realizada com 50 FPS e talvez com uma filmagem de 120 FPS fosse possível a ordem de aparição das fendas. Em ensaios futuros, uma hipótese alternativa para poder avaliar a ordem pela qual se formam as fendas poderá ser através da realização do ensaio a menor velocidade. Em termos de modo de rotura do arco reforçado, constata-

se que este ocorre quer no ensaio experimental quer no modelo numérico, na junta de argamassa imediatamente à direita da aplicação da carga.

A técnica de reforço dos arcos de alvenaria reforçados pelo extradorso utilizando armaduras de CFRP pré-esforçadas e embebidas nas extremidades conforme o conjecturado na técnica de reforço CREAtE (Continuous Reinforcement Embedded at Ends) [Chastre rodrigues et al. 2016], revelou-se muito promissora. O confinamento do arco garantido pelo pré-esforço das fibras de carbono, permitiu aumentar substancialmente a capacidade resistente do arco de alvenaria e impediu a formação das quatro fendas típicas do mecanismo de rotura. Esta técnica de reforço permitiu retirar todo o potencial da fibra de carbono, uma vez que esta alcançou a extensão de rotura na modelação efetuada. No entanto, nos modelos em que se utilizaram elementos de interface, por vezes a rotura ocorreu na junta de argamassa imediatamente à direita da aplicação da carga, à semelhança do que aconteceu no ensaio experimental do arco reforçado.

7. Conclusões e desenvolvimentos futuros

Diversos autores estudaram o comportamento estrutural de arcos reforçados com diferentes técnicas de reforço. Em termos de ductilidade, a técnica que apresenta melhor desempenho é aquela em que o reforço com compósitos de FRP é aplicado pelo extradorso do arco. No que diz respeito à capacidade resistente do arco após o reforço, quer pelo extradorso, quer pelo intradorso, esta está diretamente relacionada com a quantidade de armadura aplicada no reforço.

Na modelação numérica apresentada no subcapítulo 3.5, constatou-se que nos modelos dos arcos não reforçados e sem elementos de interface as propriedades da argamassa têm uma grande influência no desempenho final do arco. Assim, a tensão de rotura à tração da argamassa influencia essencialmente a capacidade resistente do arco, enquanto o seu módulo de elasticidade influencia a rigidez de resposta. Por sua vez, a energia de fratura influencia bastante o desempenho do arco em termos de ductilidade. No que diz respeito à simulação dos ensaios experimentais apresentados neste subcapítulo, verificou-se nos modelos dos arcos não reforçados que a melhor aproximação aos ensaios experimentais foi obtida com a modelação sem elementos de interface tijolo-argamassa. Quanto aos arcos reforçados, constatou-se que a rigidez de resposta e a capacidade resistente dos mesmos está diretamente relacionada com a quantidade de armadura aplicada.

No capítulo 4, apresentaram-se os dois ensaios experimentais realizados no âmbito desta tese, o primeiro com um arco não reforçado e o segundo com um arco reforçado pelo extradorso com uma camada de CFRP como armadura do TRM. Tendo-se observado que quer a capacidade resistente, quer a ductilidade do arco reforçado foi significativamente aumentada com a camada de TRM utilizada no reforço. Constatando-se que a técnica de reforço estrutural utilizada se mostrou simples de aplicar e com um desempenho estrutural bastante aceitável.

No capítulo 5 apresentou-se a modelação numérica dos ensaios realizados, começando pela simulação dos arcos de alvenaria não reforçados, seguida da simulação dos arcos reforçados com TRM pelo extradorso. Por fim, apresentou-se uma simulação em que o reforço dos arcos era efetuado pelo extradorso utilizando armaduras de CFRP pré-esforçadas.

Na modelação dos arcos de alvenaria não reforçados considerou-se as juntas modeladas com e sem interface tijolo-argamassa e constatou-se que no caso da modelação com interface os resultados obtidos apresentam um comportamento similar ao do ensaio experimental, com o modo de rotura a ocorrer por descolagem da interface tijolo-argamassa.

No estudo dos arcos de alvenaria reforçados pelo extradorso, independentemente da utilização de juntas com ou sem interface, verificou-se que os diagramas força-deslocamento são caracterizados por uma primeira fase de resposta linear do arco até ao aparecimento da primeira fenda, seguida de uma fase de fendilhação correspondente à formação das restantes três fendas características, por fim, com o aumento do deslocamento imposto observa-se o aumento da capacidade resistente do arco até que a extensão na fibra de CFRP atinge a rotura, levando à consequente rotura do arco, tal como sucedeu no ensaio experimental.

Na simulação dos arcos de alvenaria reforçados pelo extradorso utilizando armaduras de CFRP pré-esforçadas e embebidas nas extremidades tal como preconizado na técnica de reforço CREAtE (Continuous Reinforcement Embedded at Ends) [Chastre Rodrigues et al. 2016], considerou-se uma solução de reforço em que as armaduras não se encontravam pré-esforçadas e duas soluções de reforço em que as armaduras são pré-esforçadas, uma a 25% da capacidade máxima do CFRP e outra a 50% dessa capacidade máxima. Esta técnica de reforço permitiu através do pré-esforço das armaduras de CFRP e do seu embebedimento nas extremidades do arco, aumentar o nível de compressão instalado no mesmo e desta forma aumentar substancialmente o nível de confinamento e a capacidade resistente do arco de alvenaria. Tendo-se constatado que a solução de reforço adotada é muito promissora, tendo em conta os resultados obtidos.

Para desenvolvimentos futuros, será interessante caracterizar as propriedades da argamassa e as propriedades do interface argamassa-tijolo, para uma melhor modelação numérica do ensaio experimental. O deslocamento imposto a um quarto de vão, induz a formação de quatro rótulas

plásticas ao longo do arco de alvenaria. Estas, são criadas devido às tensões de tração que surgem nestes locais, alcançarem a tensão de rotura à tração ou da argamassa ou do interface argamassa-tijolo. Após superar a tensão de rotura à tração, estes resistem apenas com o amolecimento proporcionado pela argamassa ou pela interface argamassa-tijolo. Neste trabalho usou-se uma formulação de amolecimento indicada para betão, tanto para a argamassa como para a interface argamassa-tijolo. No futuro será interessante usar uma formulação mais adequada para estes materiais.

De igual forma, no futuro será interessante estudar a possibilidade de utilizar armaduras de fibra de vidro (GFRP) no reforço do arco de alvenaria. O GFRP é um material mais barato, no entanto, possui um módulo de elasticidade menor e uma extensão de rotura maior que o CFRP, enquanto o CFRP possui uma tensão de rotura superior. O que talvez permita aumentar o comportamento dúctil do arco. Será também interessante para estudos futuros, utilizar técnicas de fixação diferentes, nomeadamente, fixação à base de epoxy e fixação à base de impregnação em argamassa.

Um desenvolvimento futuro interessante será ensaiar experimentalmente os arcos numa mesa sísmica.

Bibliografia

- Alecci, V., Misseri, G., et al., 2016. Experimental investigation on masonry arches strengthened with PBO-FRCM composite. *Composites Part B: Engineering*, 100(October), pp.228–239.
- Alecci, V., Focacci, F., et al., 2016. Extrados strengthening of brick masonry arches with PBO – FRCM composites : Experimental and analytical investigations. *Composite Structures*, 149, pp.184–196. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.04.030>.
- Ambrisi, A.D. et al., 2015. Carbon-FRCM materials for structural upgrade of masonry arch road bridges. *Composites Part B*, 75, pp.355–366. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.01.024>.
- Ambrisi, A.D., Feo, L. & Focacci, F., 2013. Masonry arches strengthened with composite unbonded tendons. *Composite Structures*, 98, pp.323–329. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2012.10.040>.
- Baratta, A. & Corbi, O., 2007. Stress analysis of masonry vaults and static efficacy of FRP repairs. *International Journal of Solids and Structures*, 44(24), pp.8028–8056.
- Barata, N., 2018 "Comportamento à Tração de Compósitos de Matriz Inorgânica". *Tese de Mestrado em Engenharia Civil*, Universidade NOVA de Lisboa.
- Bertolesi, E., Milani, G. & Fedele, R., 2016. Fast and reliable non-linear heterogeneous FE approach for the analysis of FRP-reinforced masonry arches. *Composites Part B: Engineering*, 88, pp.189–200. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.11.005>.
- Borri, A. et al., 2009. Strengthening of Brick Masonry Arches with Externally Bonded Steel Reinforced Composites. *Journal of Composites for Construction*, 13(August), pp.468–475. Available at: <http://link.aip.org/link/?JCCOF2/13/169/1>.
- Borri, A., Castori, G. & Corradi, M., 2011. Intrados strengthening of brick masonry arches with composite materials. *Composites Part B: Engineering*, 42(5), pp.1164–1172. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesb.2011.03.005>.
- Briccoli Bati, S. & Rovero, L., 2007. Towards a methodology for estimating strength and collapse mechanism in masonry arches strengthened with fibre reinforced polymer applied on external surfaces. *Materials and Structures*, 41(7), pp.1291–1306. Available at: <http://www.springerlink.com/index/10.1617/s11527-007-9328-8>.
- Briccoli Bati, S., Rovero, L. & Toniatti, U., 2007. Strengthening Masonry Arches with Composite Materials. *Journal of Composites for Construction*, 11(1), pp.33–41.
- Cakir, F. & Uysal, H., 2015. Experimental modal analysis of brick masonry arches strengthened prepreg

- composites. *Journal of Cultural Heritage*, 16(3), pp.284–292. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.culher.2014.06.003>.
- Cancelliere, I., Imbimbo, M. & Sacco, E., 2010. Experimental tests and numerical modeling of reinforced masonry arches. *Engineering Structures*, 32(3), pp.776–792. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.12.005>.
- Caporale, A., Feo, L. & Luciano, R., 2012. Limit analysis of FRP strengthened masonry arches via nonlinear and linear programming. *Composites Part B: Engineering*, 43(2), pp.439–446.
- Castori, G., Borri, A. & Corradi, M., 2016. Behavior of thin masonry arches repaired using composite materials. *Composites Part B: Engineering*, 87, pp.311–321. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.09.008>.
- Cervenka, V., Cervenka, J. & Jendele, L., 2016. ATENA Program Documentation Part 1 Theory.
- Chastre Rodrigues, C., et al., W0201600594 1A1, Structural Strengthening System with Internally Anchored Reinforcement by Adherence, in WIPO/PCT, F.C.T. Universidade NOVA de Lisboa, Editor. 2016: Portugal. p.37
- Chiozzi, A. et al., 2016. ArchNURBS: NURBS-Based Tool for the Structural Safety Assessment of Masonry Arches in MATLAB. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 30(2), p.4015010. Available at: <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29CP.1943-5487.0000481>.
- Chmielewski, R. & Kruszka, L., 2015. Application of selected modern technology systems to strengthen the damaged masonry dome of historical St. Anna's Church in Wilanów (Poland). *Case Studies in Construction Materials*, 3, pp.92–101. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.cscm.2015.08.001>.
- Como, M., 2016. *Statics of Historic Masonry Constructions*, Switzerland: Springer Series in Solid and Structural Mechanics.
- Corradi, M. et al., 2015. Experimental Analysis of Dynamic Effects of FRP Reinforced Masonry Vaults. *Materials*, 8(12), pp.8059–8071. Available at: <http://www.mdpi.com/1996-1944/8/12/5445>.
- Cruz, J.M.S. & Barros, J.A.O., 2004. Bond between near-surface mounted carbon-fiber-reinforced polymer laminate strips and concrete. *Journal of Composites for Construction*, 8(6), pp.519–527.
- Drosopoulos, G.A., Stavroulakis, G.E. & Massalas, C. V., 2007. FRP reinforcement of stone arch bridges: Unilateral contact models and limit analysis. *Composites Part B: Engineering*, 38(2), pp.144–151.
- Elmalich, D. & Rabinovitch, O., 2010. Nonlinear Analysis of Masonry Arches Strengthened. , (August), pp.996–1005. Available at: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000140.
- Garmendia, L. et al., 2011. Rehabilitation of masonry arches with compatible advanced composite

- material. *Construction and Building Materials*, 25(12), pp.4374–4385. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.03.065>.
- Heyman, J., 1982. *The Masonry Arch*, Great Britain: Ellis Horwood Ltd. Available at: <http://ebooks.cambridge.org/ref/id/CBO9780511529580A031>.
- Heyman, J. & Lienhard, J.H., 1996. *The Stone Skeleton: Structural Engineering of Masonry Architecture*, Cambridge: Cambridge University Press.
- Huerta, S., 2004. Arcos, bóvedas y cúpulas. Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica. , p.637. Available at: http://oa.upm.es/1136/1/Huerta_2004_Arcos_bovedas_y_cupulas.pdf.
- Kesteloot, S. et al., 2015. Strengthening of masonry arches using carbon plates. *Construction and Building Materials*, 81, pp.216–223. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.12.089>.
- De Lorenzis, L., Teng, J.G. & Zhang, L., 2006. Interfacial stresses in curved members bonded with a thin plate. *International Journal of Solids and Structures*, 43(25–26), pp.7501–7517.
- Mahini, S.S., Eslami, A. & Ronagh, H.R., 2012. Lateral performance and load carrying capacity of an unreinforced, CFRP-retrofitted historical masonry vault - A case study. *Construction and Building Materials*, 28(1), pp.146–156. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.08.013>.
- Maruccio, C. et al., 2014. Numerical modelling and parametric analysis of bond strength of masonry members retrofitted with FRP. *Construction and Building Materials*, 73, pp.713–727. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.09.082>.
- Nežerka, V. et al., 2014. Comprehensive study on mechanical properties of lime-based pastes with additions of metakaolin and brick dust. *Cement and Concrete Research*, 64, pp.17–29.
- Oliveira, D. V., Basilio, I. & Lourenço, P.B., 2010. Experimental Behavior of FRP Strengthened Masonry Arches. *Journal of Composites for Construction*, 14(June), pp.312–322.
- Rovero, L., Focacci, F. & Stipo, G., 2012. Structural Behavior of Arch Models Strengthened Using FRP Strips of Different Lengths. *Journal of Composites for Construction*, (February 2016), pp.p249-258.
- Sanchez, I.B., 2007. Strengthening of arched masonry structures with composite materials Reforço de estruturas de alvenaria em arco com materiais compostos. *Civil, Engenharia*.
- Tao, Y., Stratford, T.J. & Chen, J.F., 2011. Behaviour of a masonry arch bridge repaired using fibre-reinforced polymer composites. *Engineering Structures*, 33(5), pp.1594–1606. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.01.029>.
- Triantafillou, T.C., 1998. Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates. *Journal of composites for construction*, 2(2), pp.96–104.

- Valluzzi, 2001. Behavior of Brick Masonry Vaults Strengthened by FRP Laminates. , pp.163–169.
- Viola, E., Panzacchi, L. & Tornabene, F., 2007. General analysis and application to redundant arches under static loading. *Construction and Building Materials*, 21(5), pp.1129–1143.
- Wang, J. & Zhang, C., 2010. A three-parameter elastic foundation model for interface stresses in curved beams externally strengthened by a thin FRP plate. *International Journal of Solids and Structures*, 47(7–8), pp.998–1006. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2009.12.017>.
- Witzany, J. et al., 2015. The application of carbon composites in the rehabilitation of historic baroque vaults. *Polymers*, 7(12), pp.2670–2689.

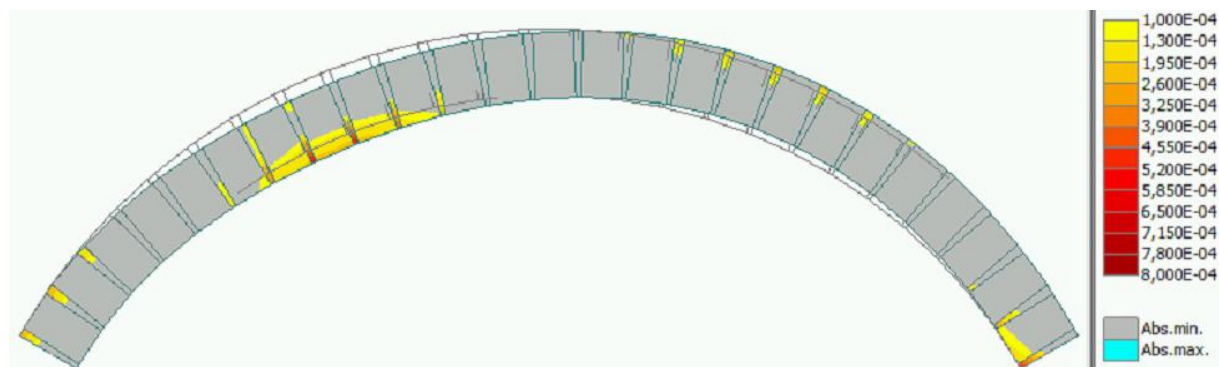
ANEXOS

Anexo – Simulação numérica dos ensaios experimentais realizados

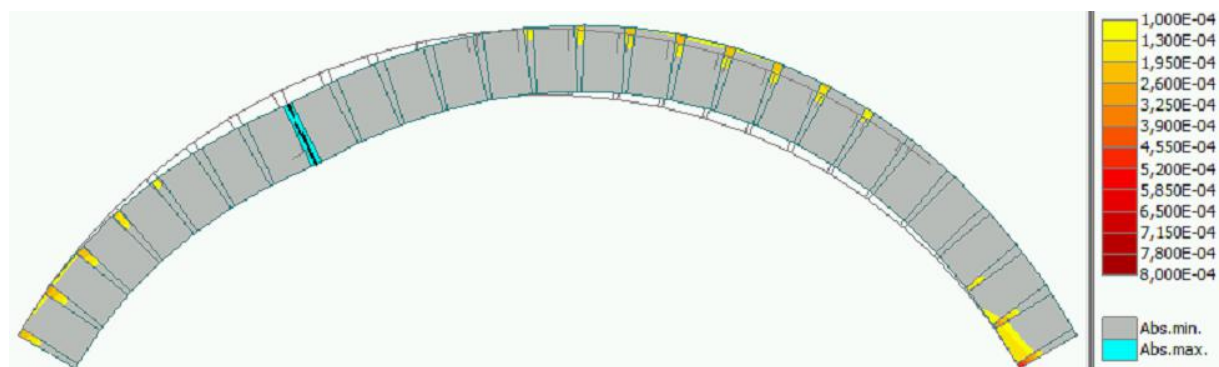
A1 – Extensões principais máximas

Arcos sem reforço

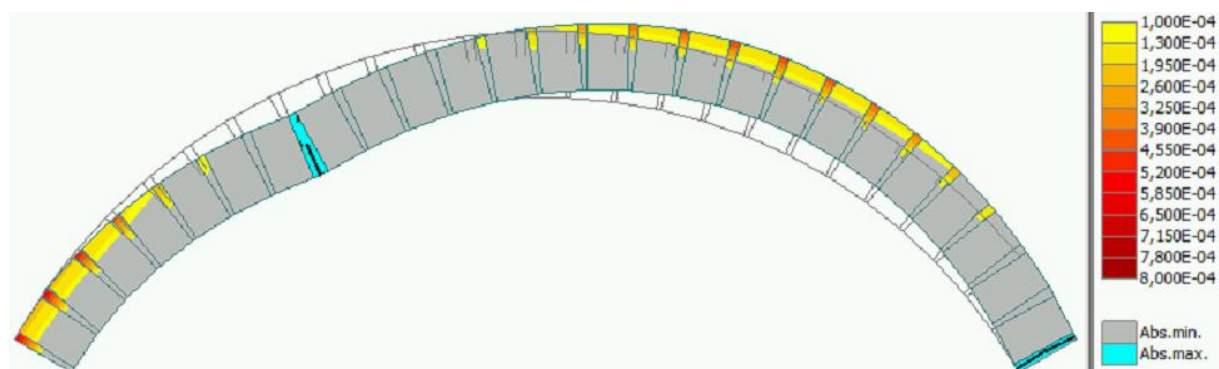
Sem elementos de interface



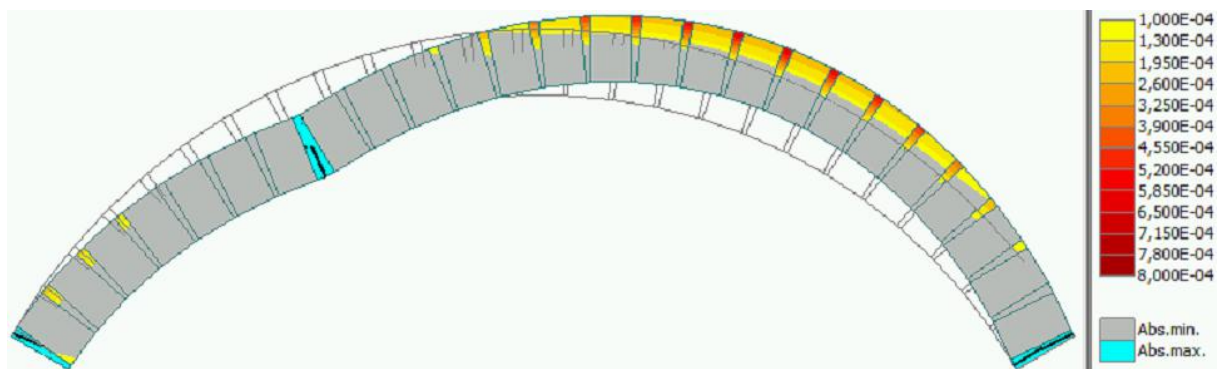
Iminência da primeira fenda, sem elementos de interface



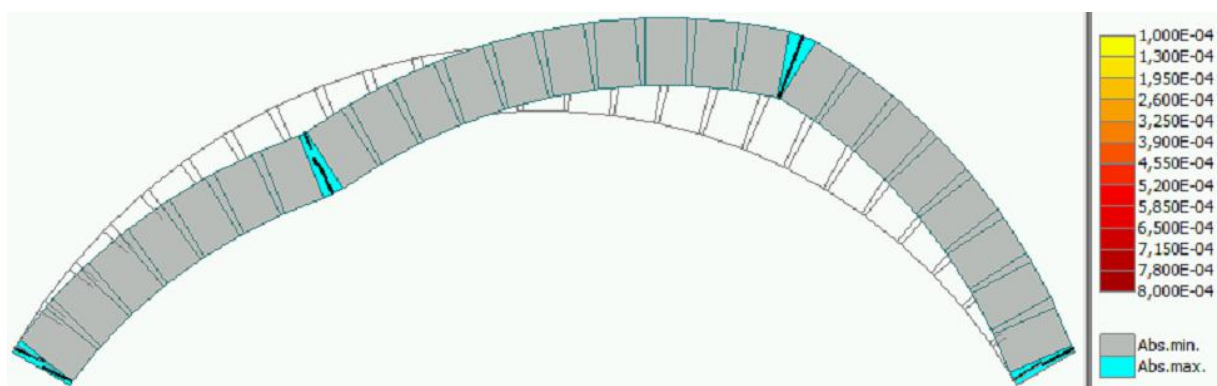
Primeira fenda, sem elementos de interface



Segunda fenda, sem elementos de interface

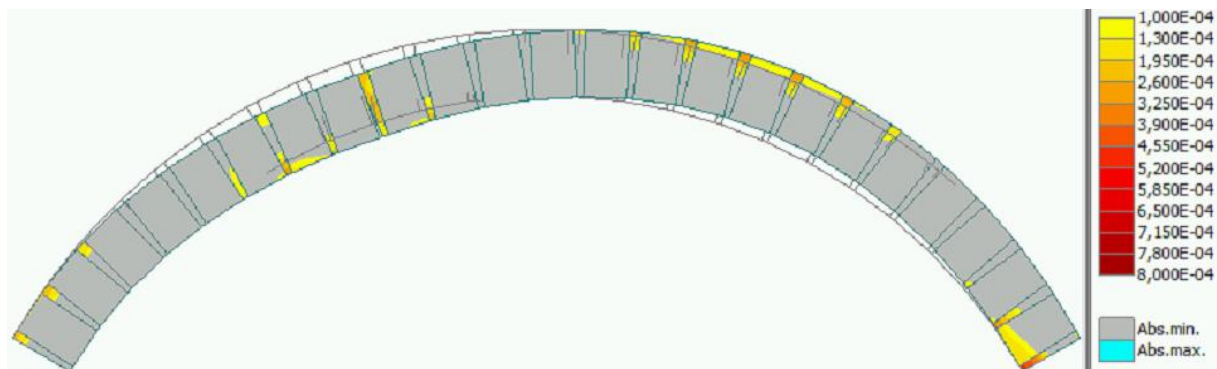


Terceira fenda, sem elementos de interface

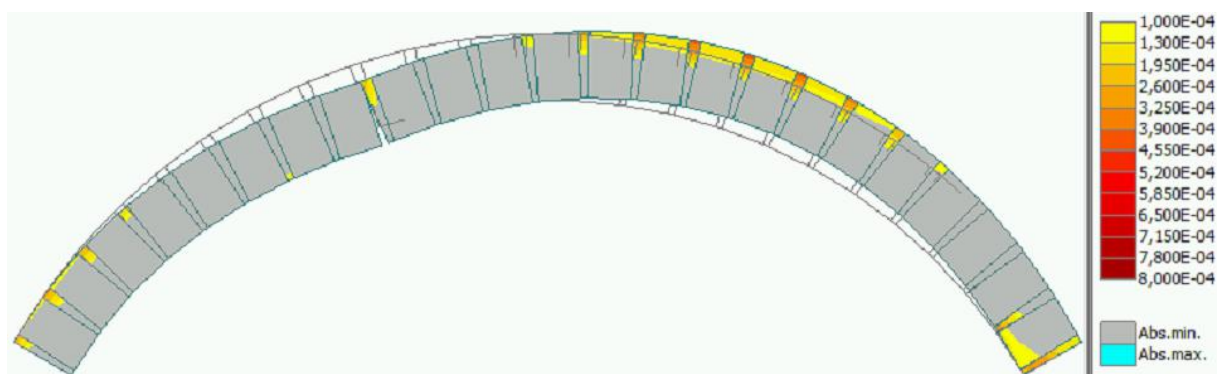


Quarta Fenda, sem elementos de interface

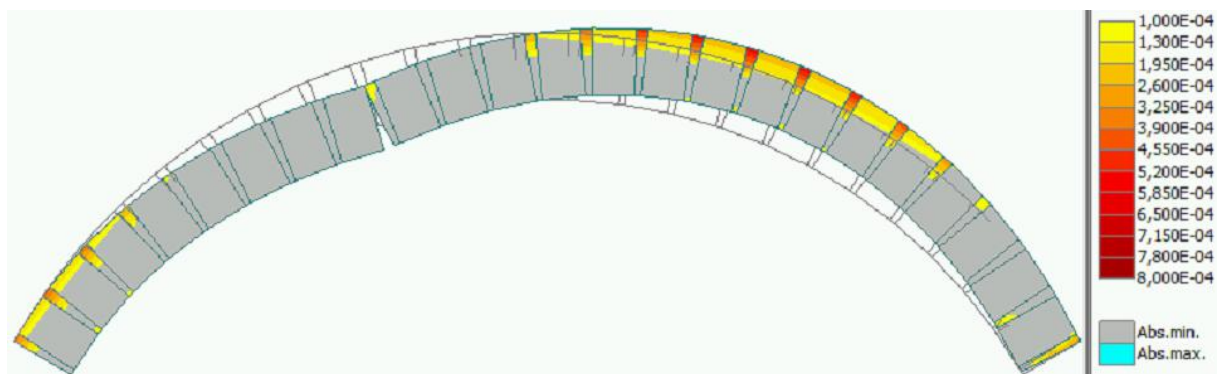
Com elementos de interface



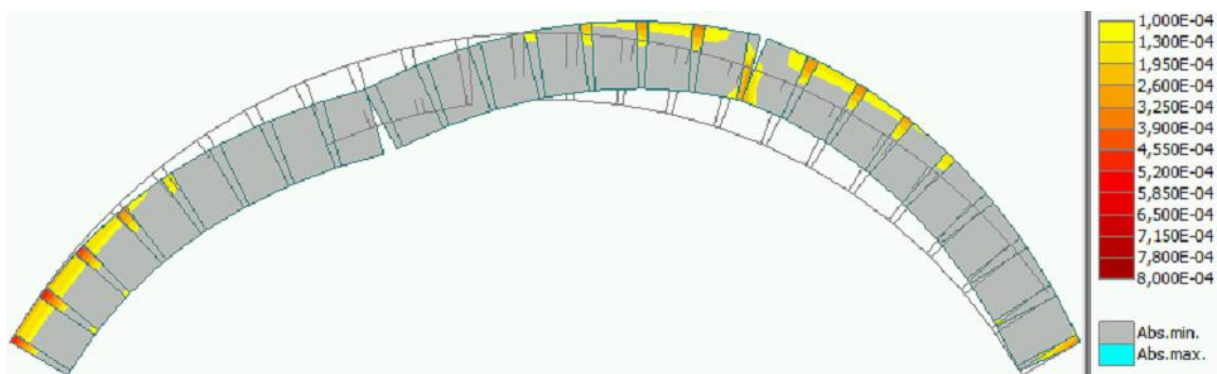
Iminência da primeira fenda, com elementos de interface



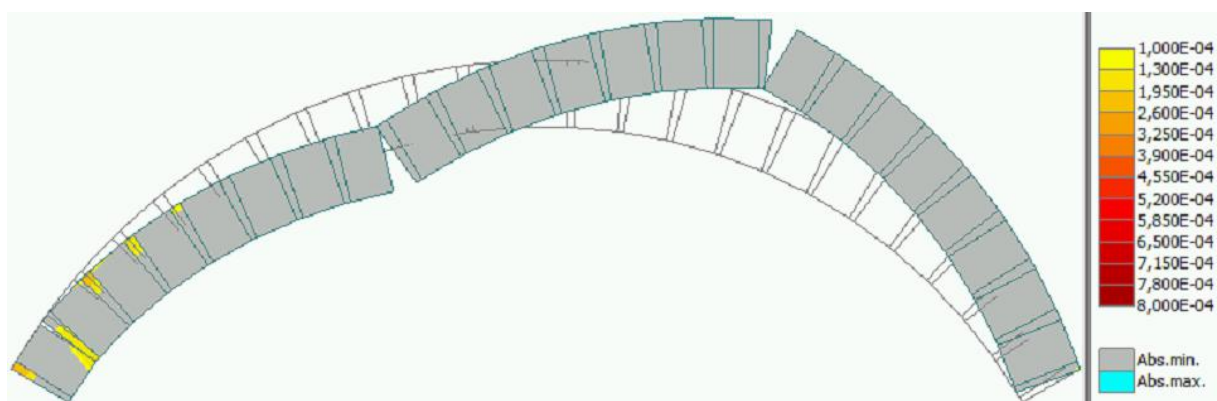
Primeira fenda, com elementos de interface



Segunda fenda, com elementos de interface



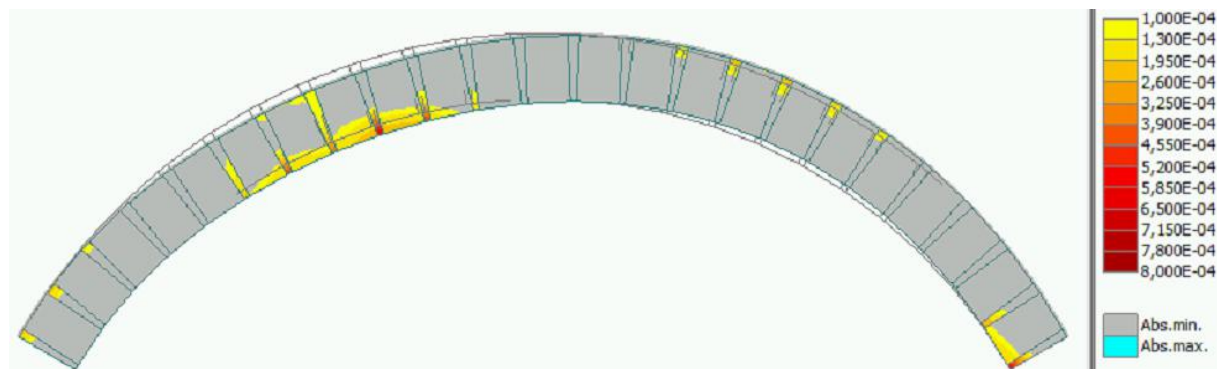
Terceira fenda, com elementos de interface



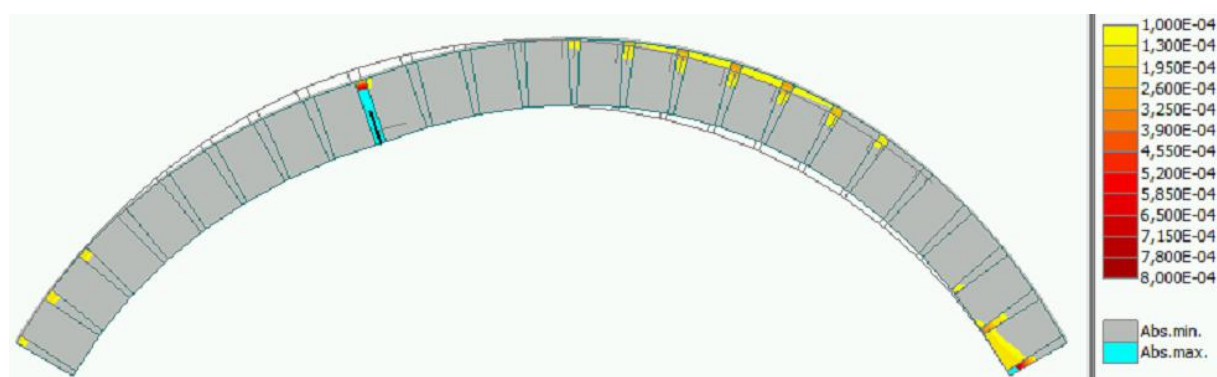
Quarta fenda, com elementos de interface

Arcos com reforço

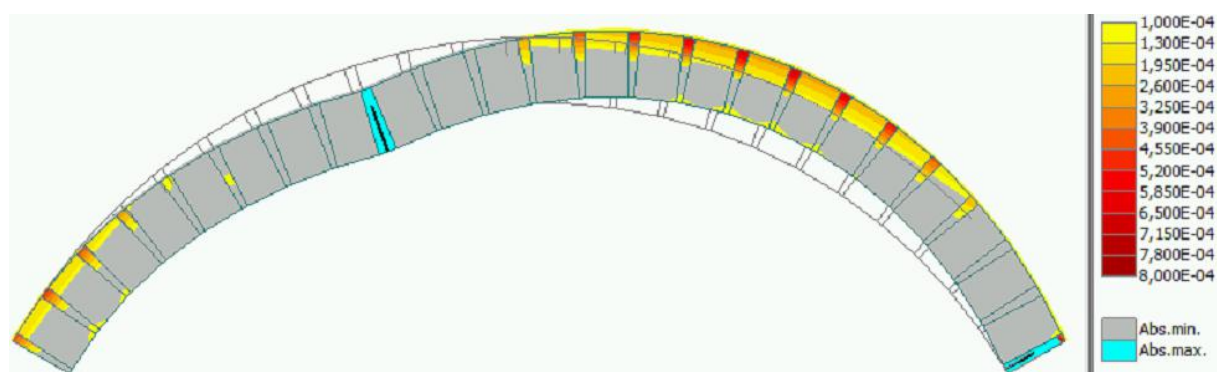
Sem elementos de interface



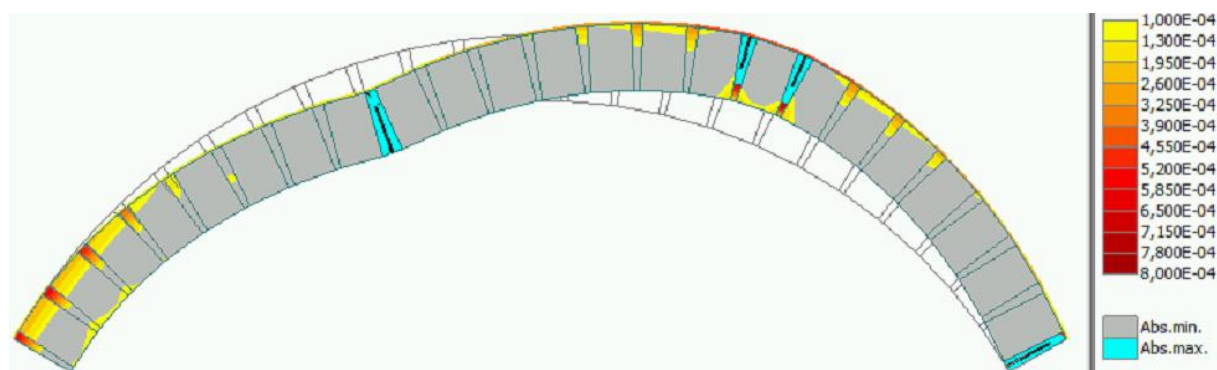
Iminência da primeira fenda, sem elementos de interface



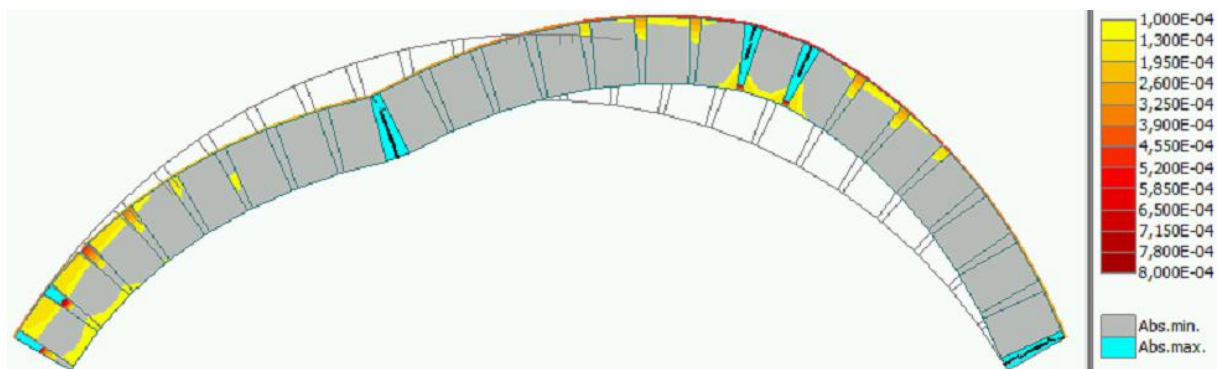
Primeira fenda, sem elementos de interface



Segunda fenda, sem elementos de interface

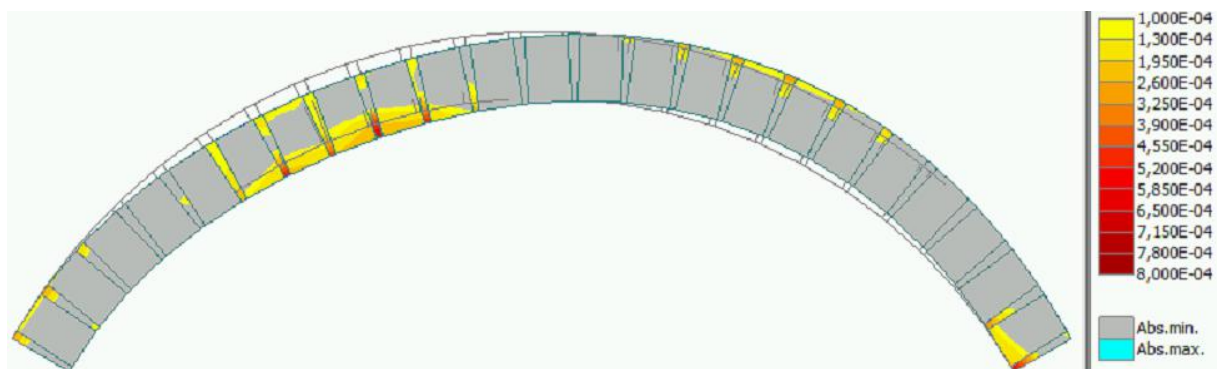


Terceira fenda, sem elementos de interface

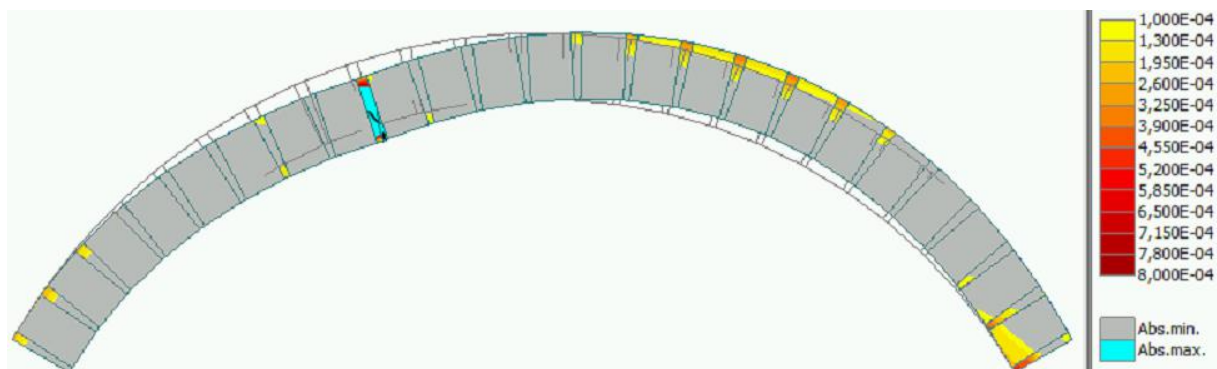


Quarta fenda, sem elementos de interface

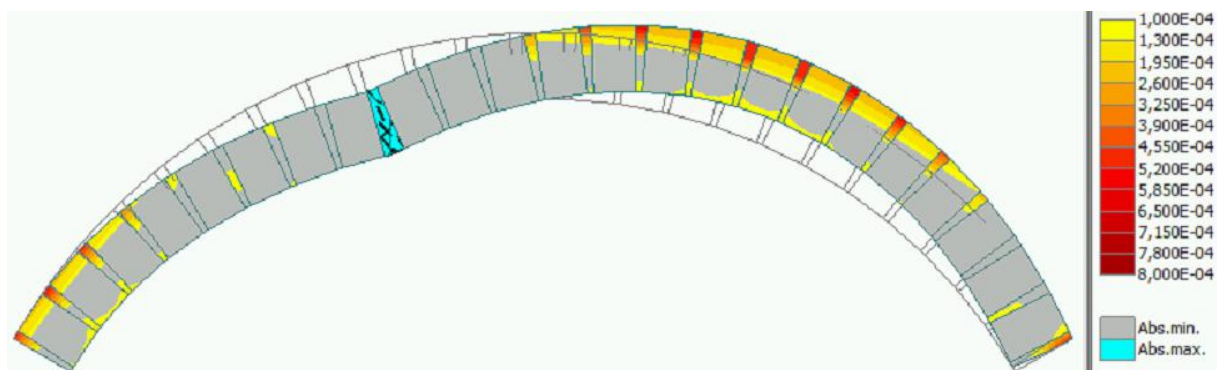
Com elementos de interface



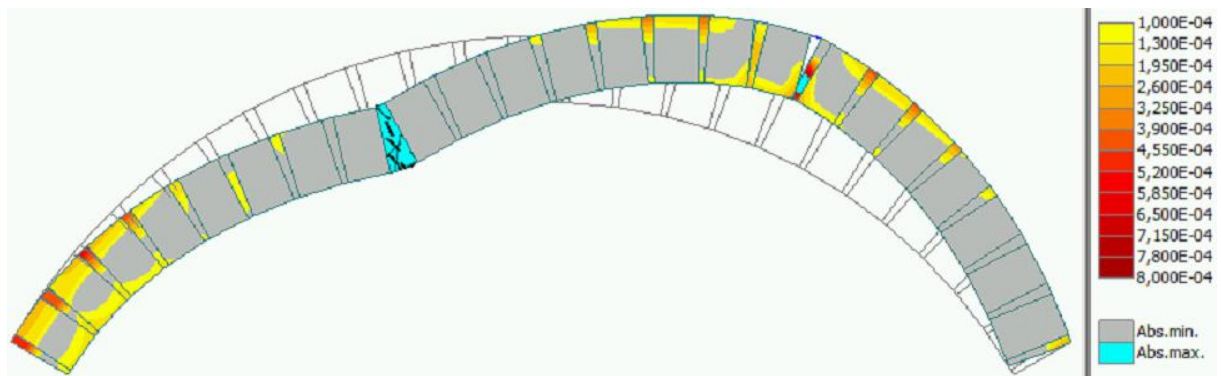
Iminência da primeira fenda, com elementos de interface



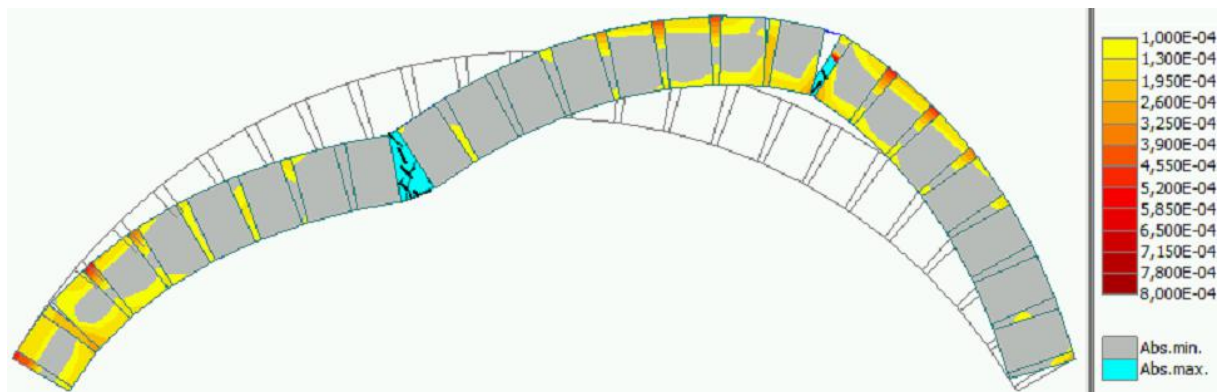
Primeira fenda, com elementos de interface



Segunda fenda, com elementos de interface



Terceira fenda. com elementos de interface

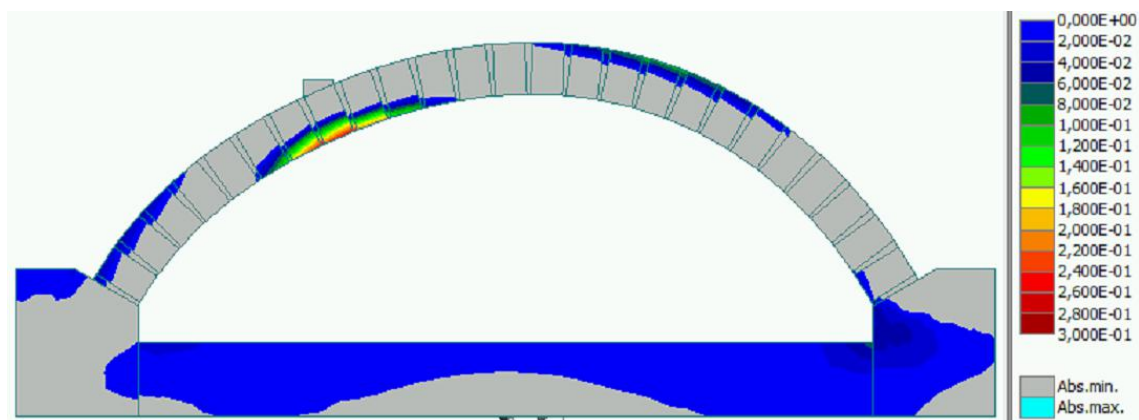


Quarta fenda, com elementos de interface

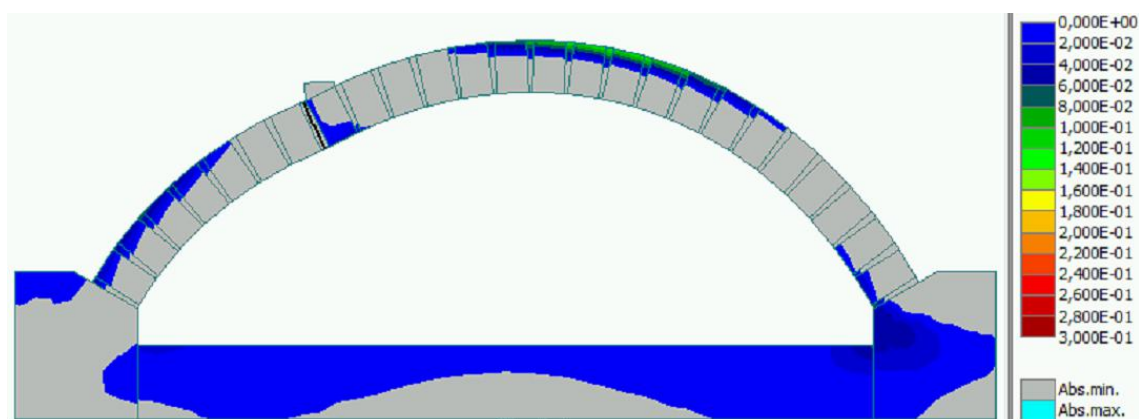
A2 – Tensões segundo os eixos globais Y e Z

Arcos sem reforço

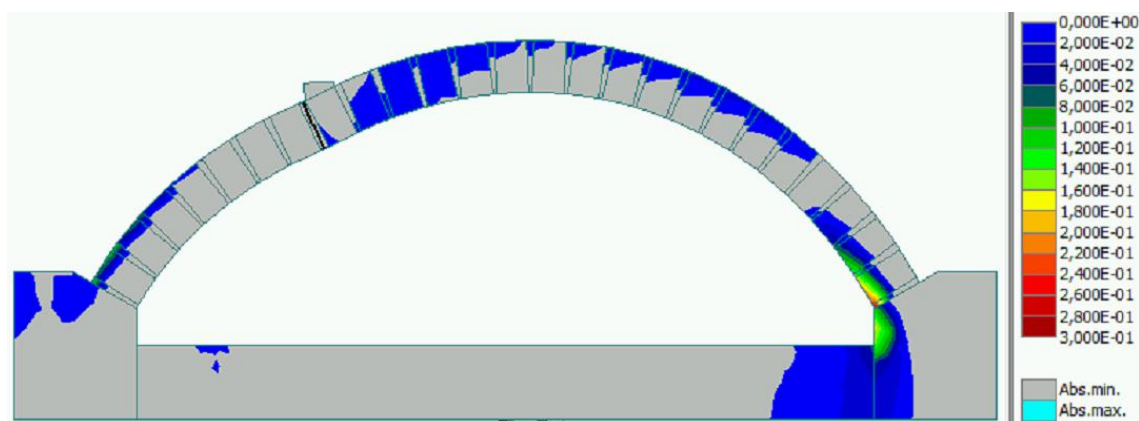
Sem elementos interface



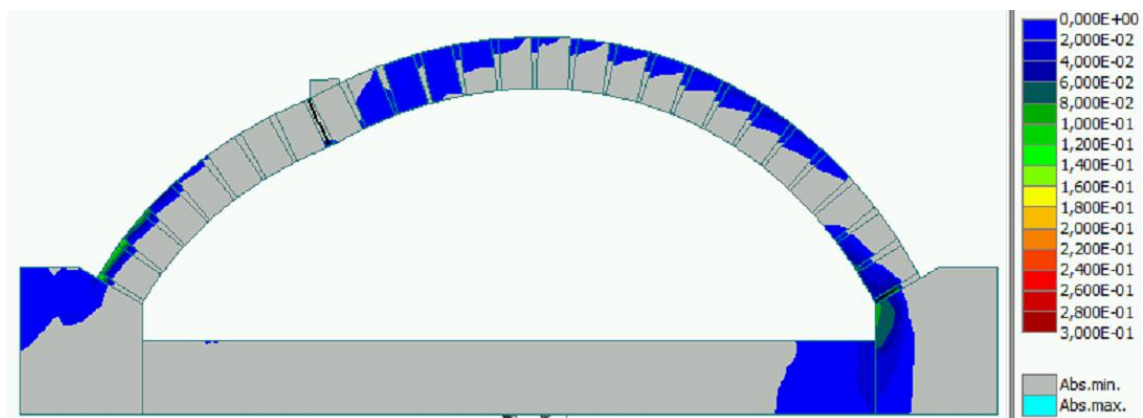
Tensões em Y antes da primeira fenda, sem elementos de interface



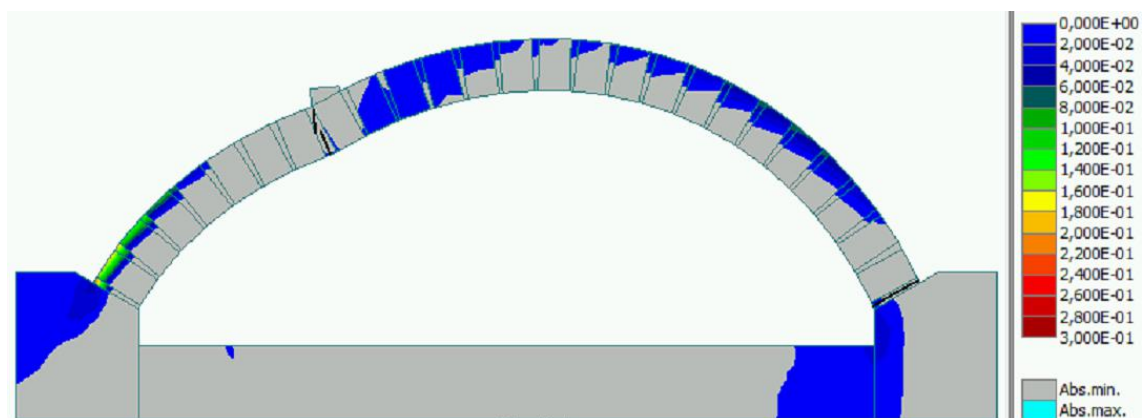
Tensões em Y após primeira fenda, sem elementos de interface



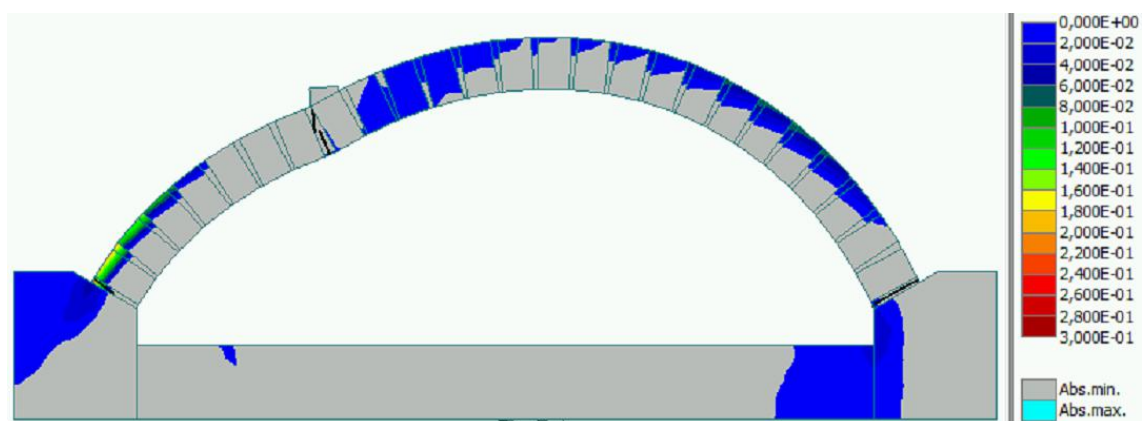
Tensões em Z antes da segunda fenda, sem elementos de interface



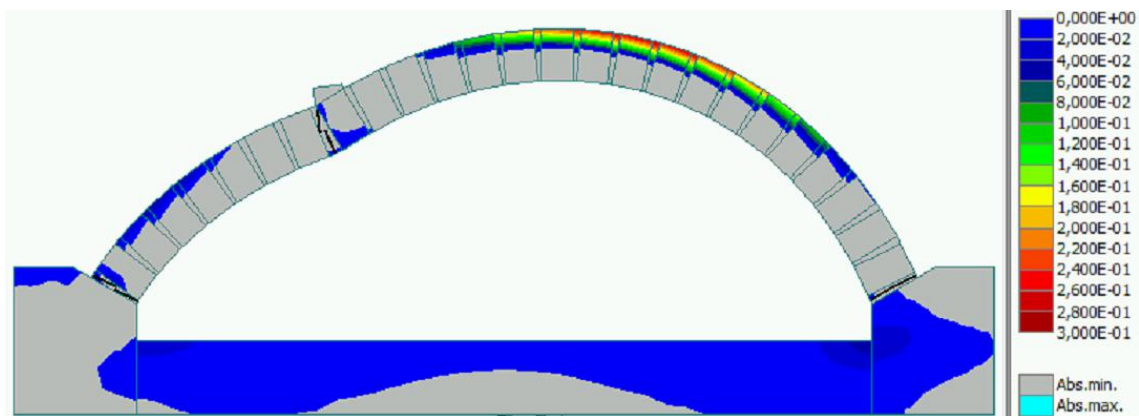
Tensões em Z após segunda fenda, sem elementos de interface



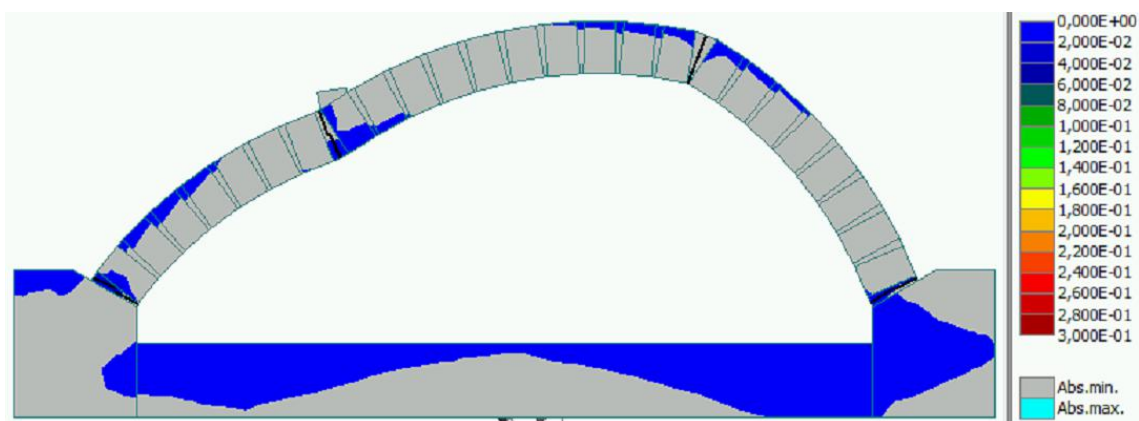
Tensões em Z antes da terceira fenda, sem elementos de interface



Tensões em Z após a terceira fenda, sem elementos de interface

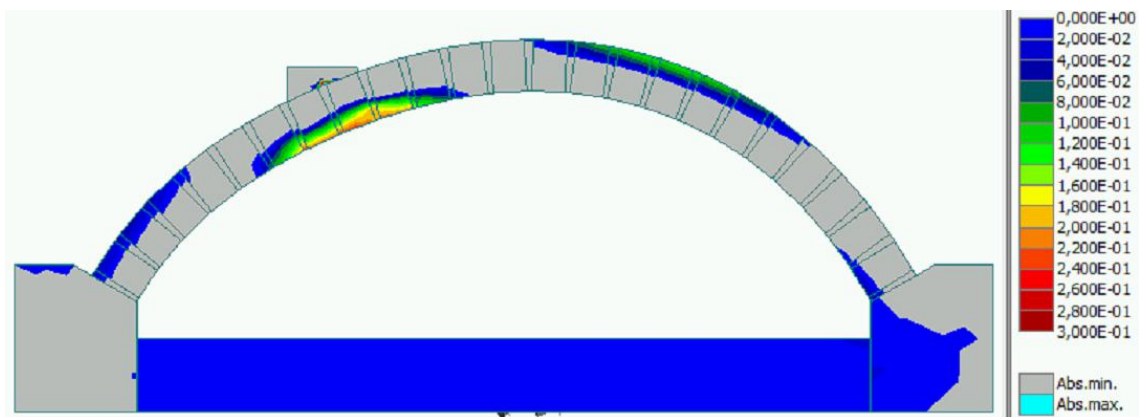


Tensões em Z antes da quarta fenda, sem elementos de interface

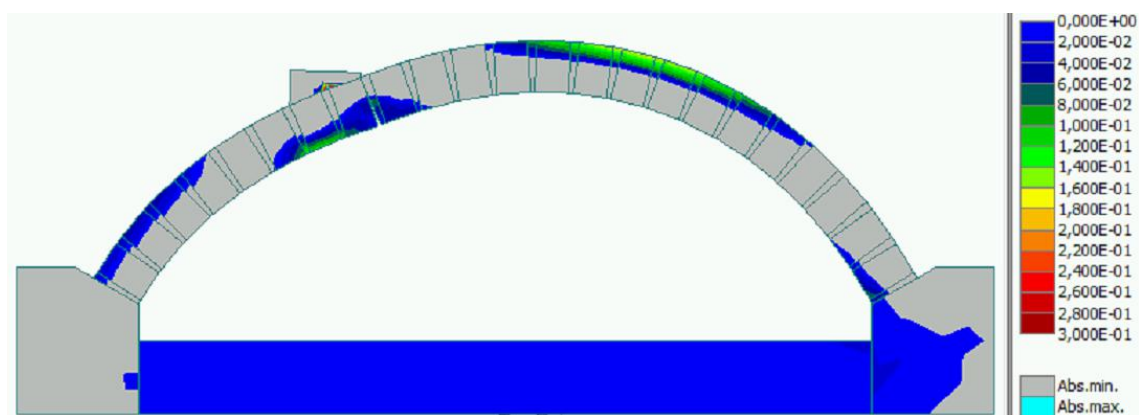


Tensões em Z depois da quarta fenda, sem elementos de interface

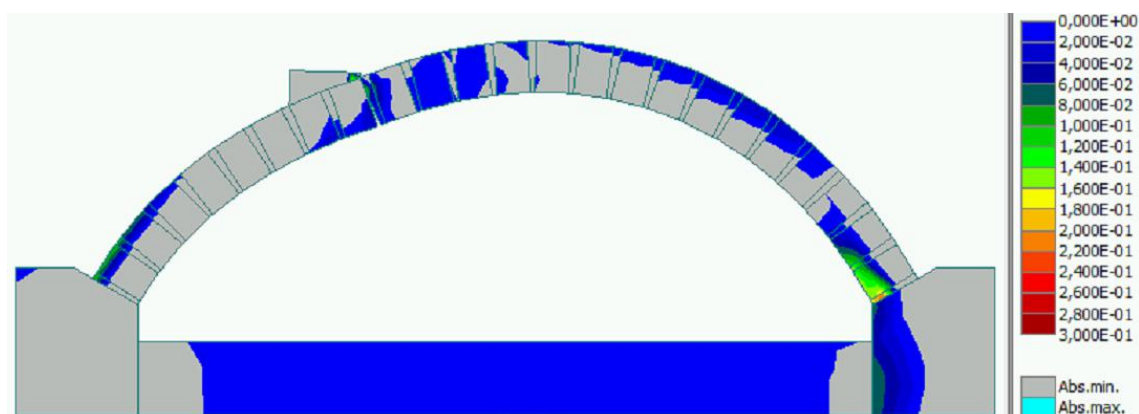
Com elementos de interface



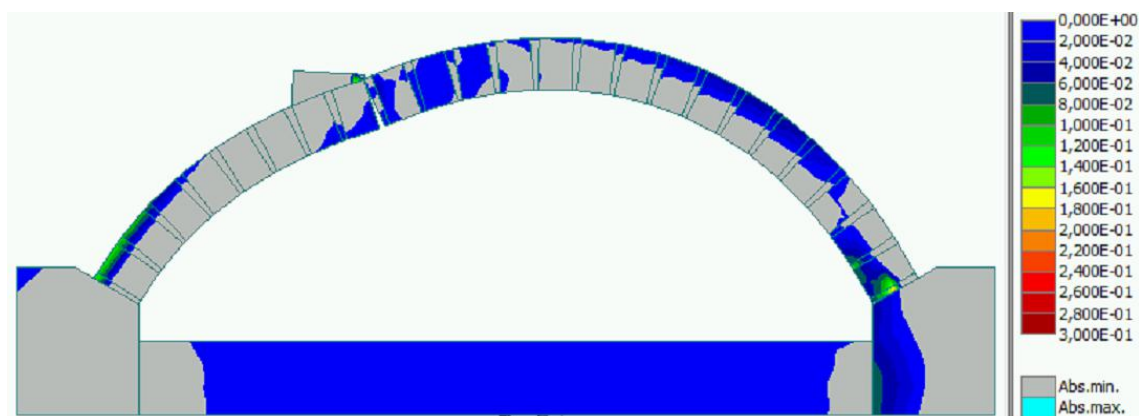
Tensões em Y antes da primeira fenda, com elementos de interface



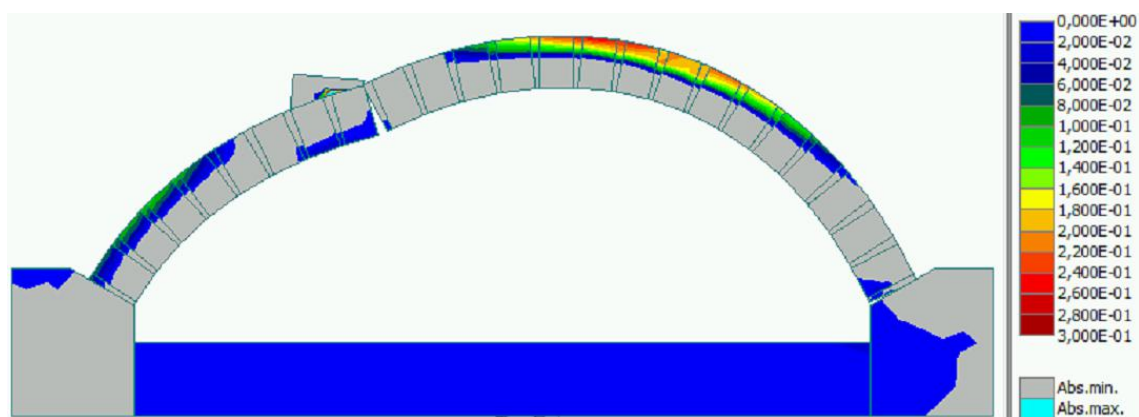
Tensões em Y após a primeira fenda, com elementos de interface



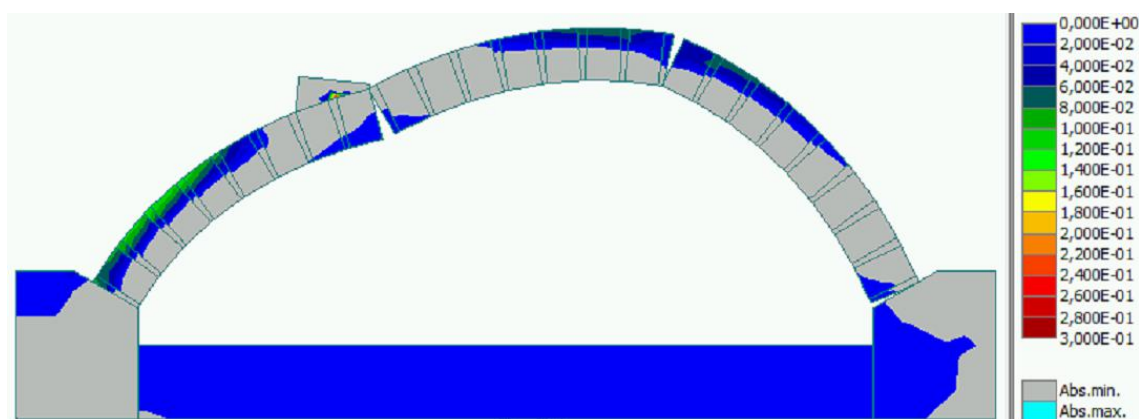
Tensões em Z antes da segunda fenda, com elementos de interface



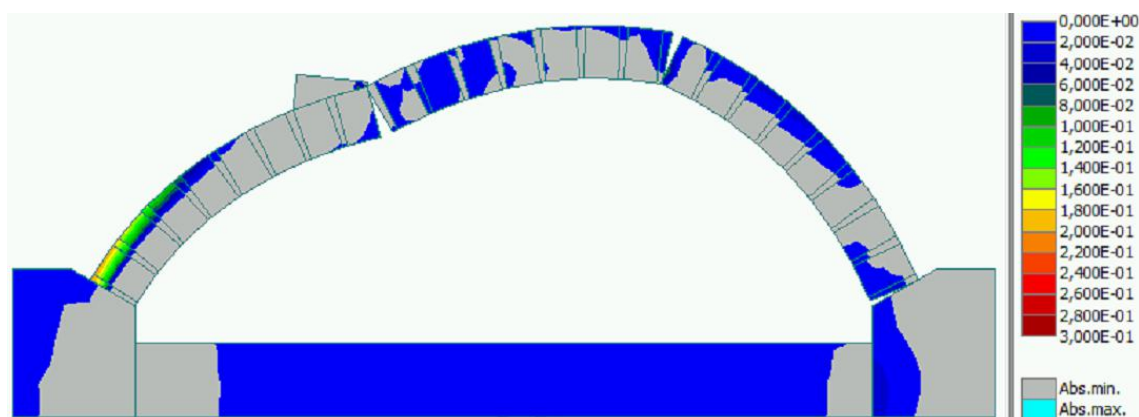
Tensões em Z após segunda fenda, com elementos de interface



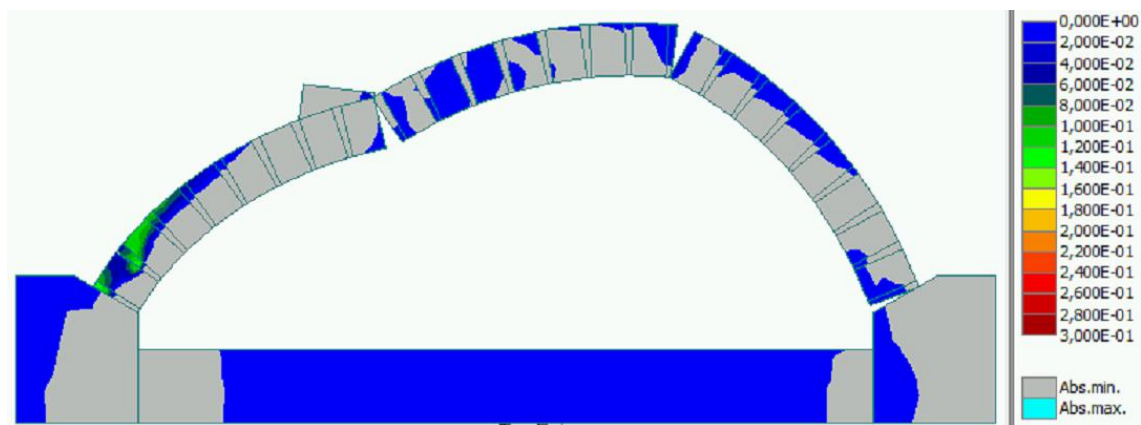
Tensões em Y antes da terceira fenda, com elementos de interface



Tensões em Y após a terceira fenda, com elementos de interface



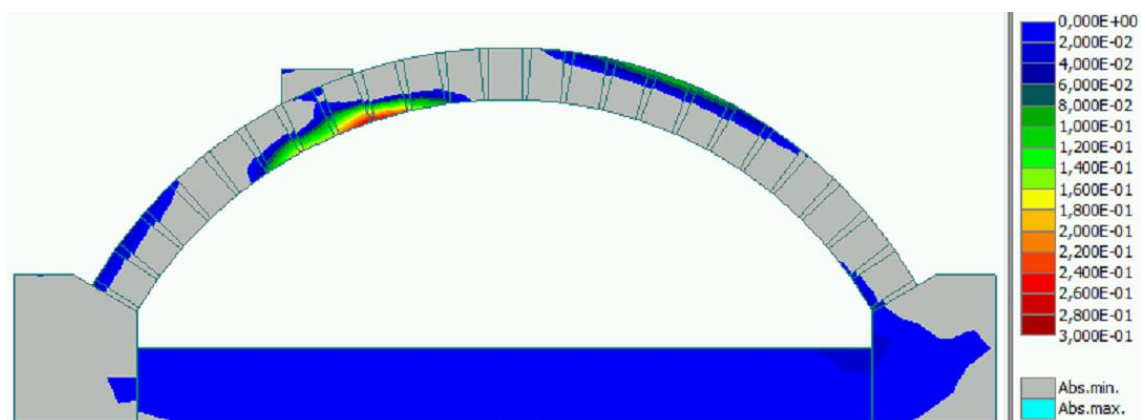
Tensões em Z antes da quarta fenda, com elementos de interface



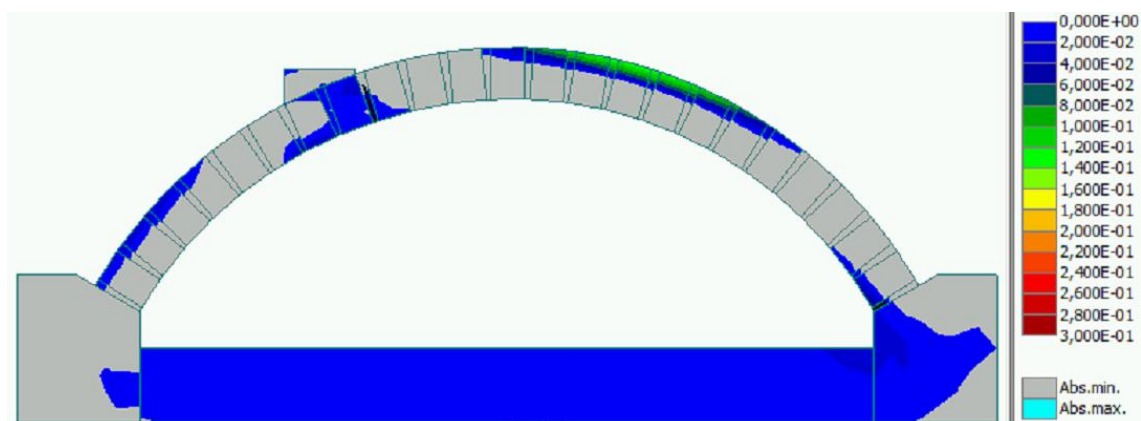
Tensões em Z depois da quarta fenda, com elementos de interface

Arcos com reforço

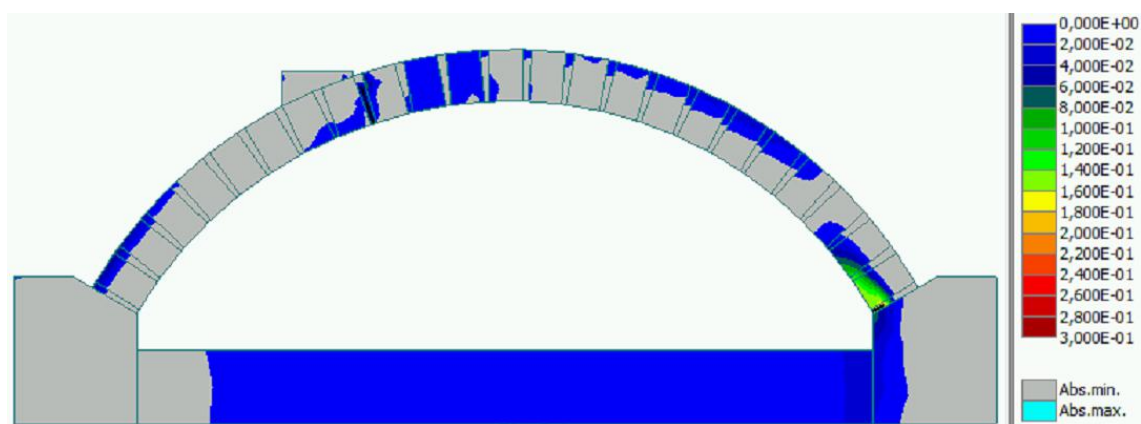
Sem elementos de interface



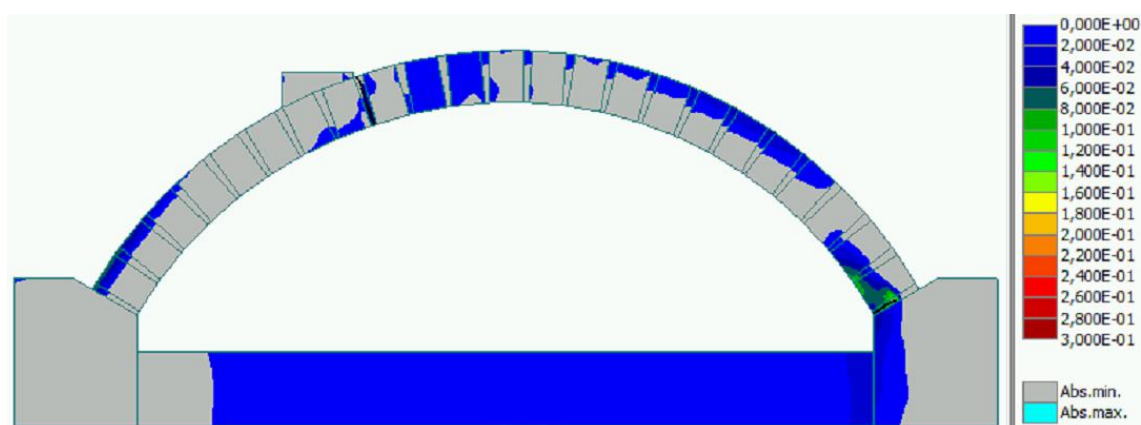
Tensões em Y antes da primeira fenda, sem elementos de interface CFRP 1



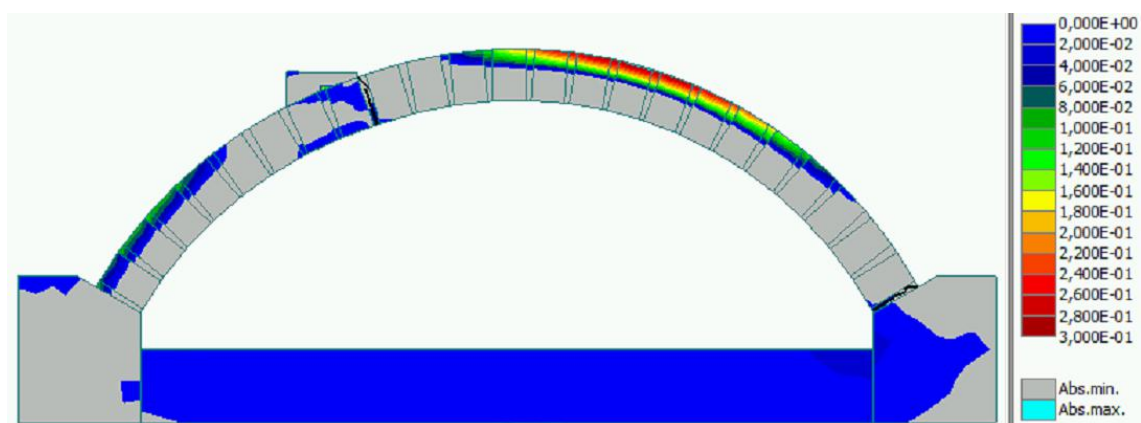
Tensões em Y após a primeira fenda, sem elementos de interface CFRP 1



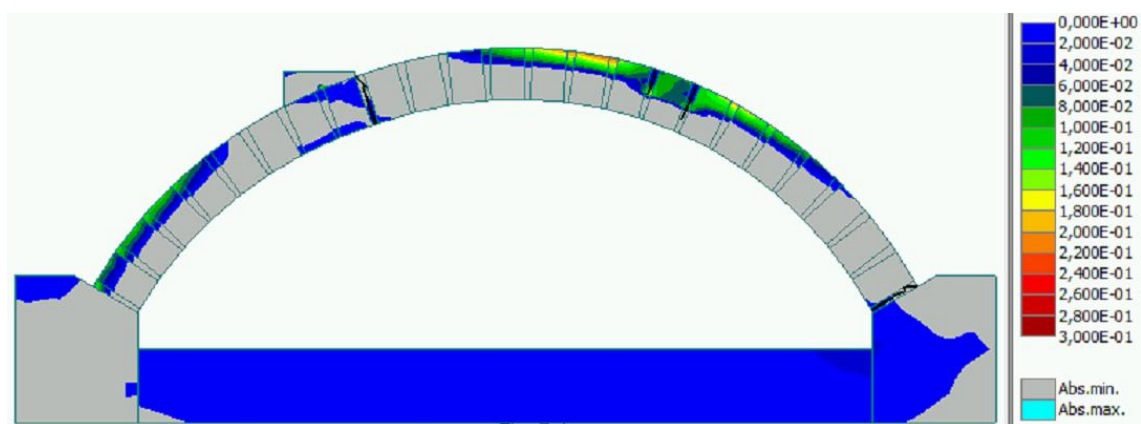
Tensões em Z antes da segunda fenda, sem elementos de interface CFRP 1



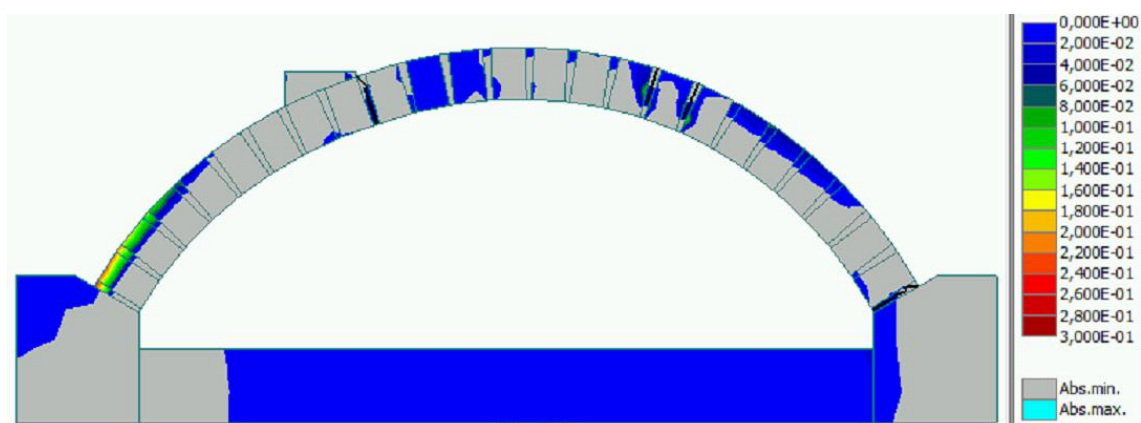
Tensões em Z após a segunda fenda, sem elementos de interface CFRP 1



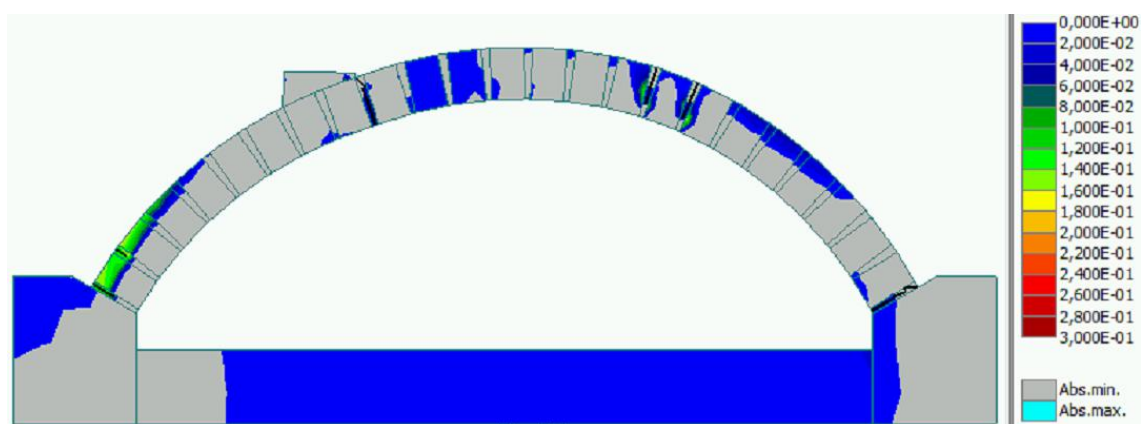
Tensões em Y antes da terceira fenda, sem elementos de interface CFRP 1



Tensões em Y depois da terceira fenda, sem elementos de interface CFRP 1

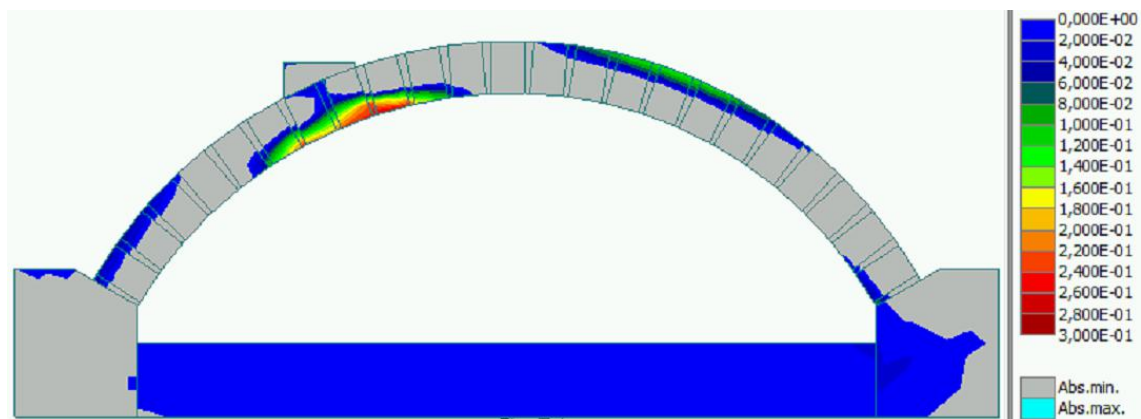


Tensões em Z antes da quarta fenda, sem elementos de interface CFRP 1

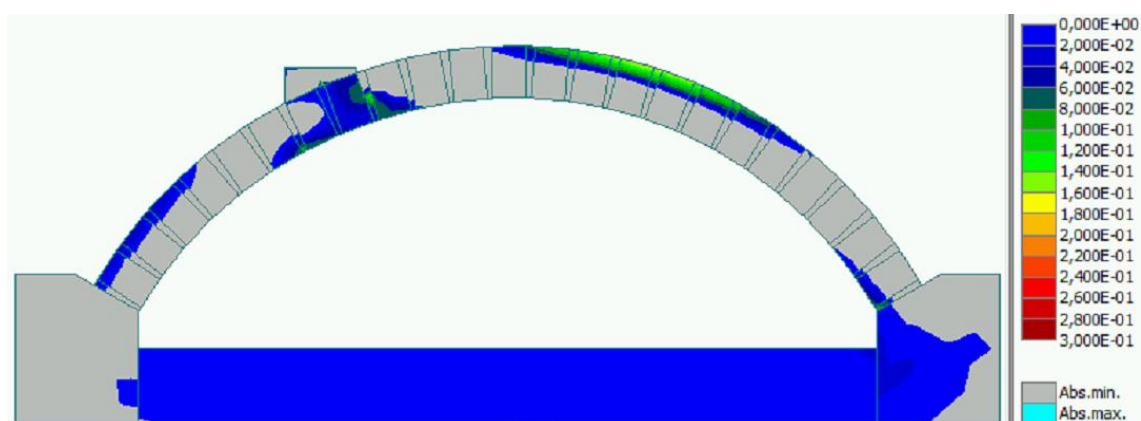


Tensões em Z após a quarta fenda, sem elementos de interface CFRP 1

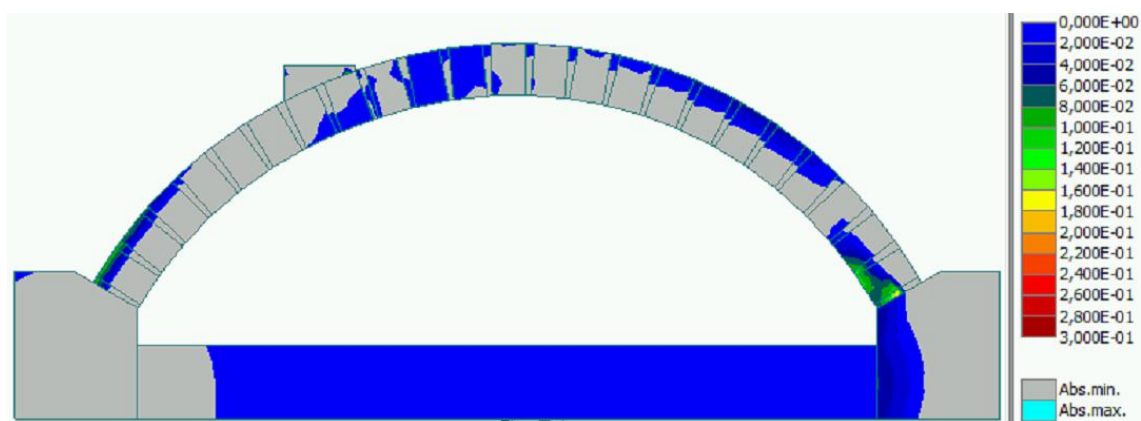
Com elementos de interface



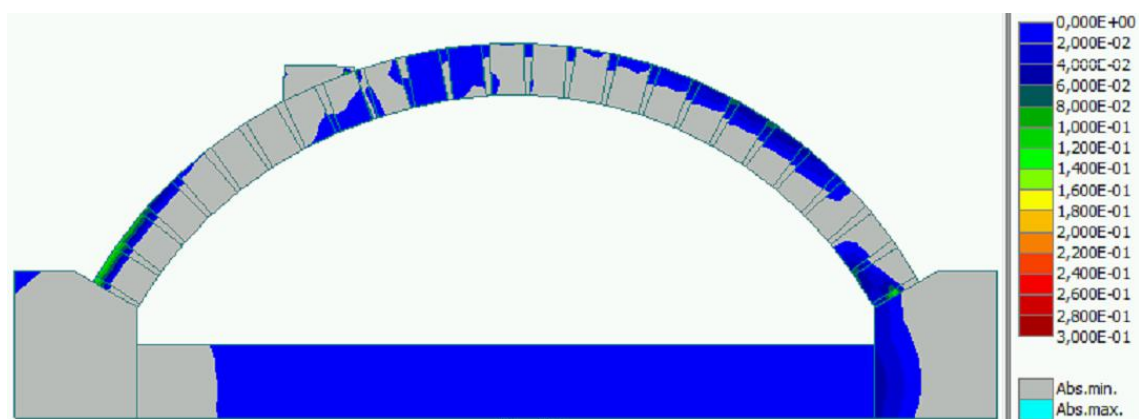
Tensões em Y antes da primeira fenda, com elementos de interface CFRP 1



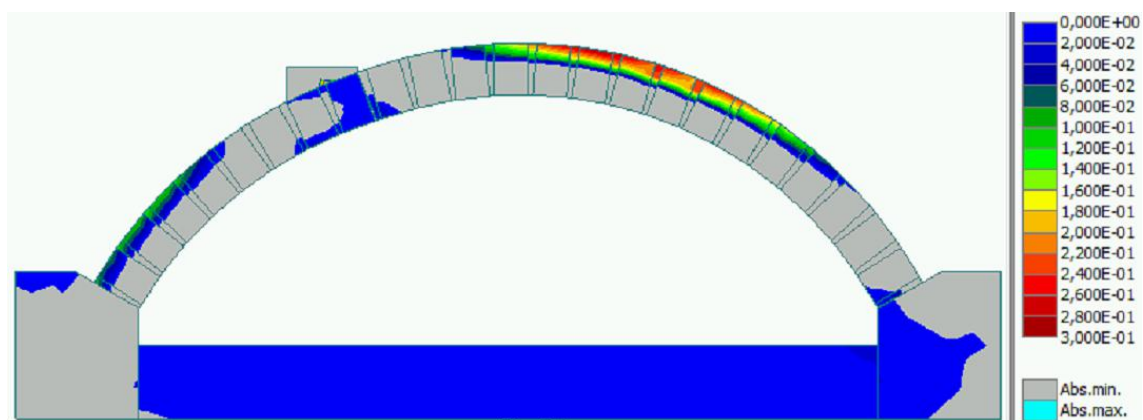
Tensões em Y após a primeira fenda, com elementos de interface CFRP 1



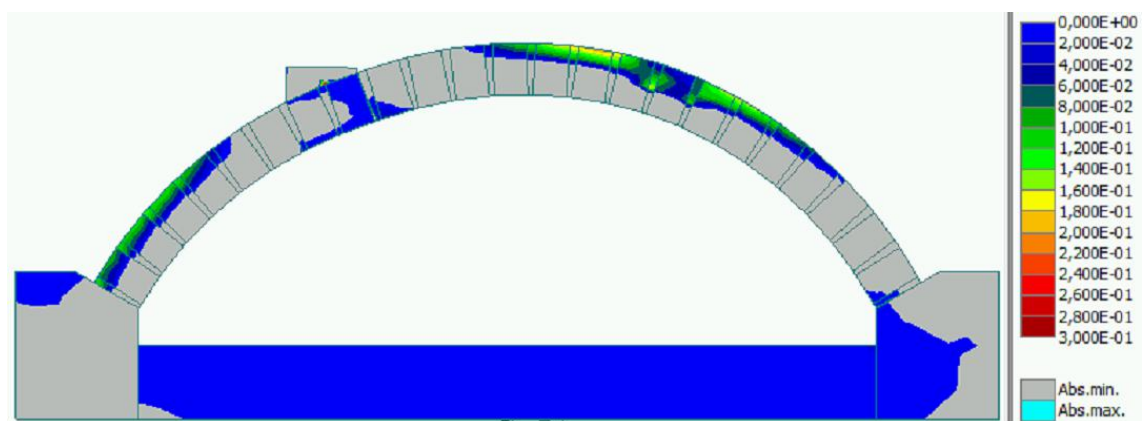
Tensões em Z antes da segunda fenda, com elementos de interface CFRP 1



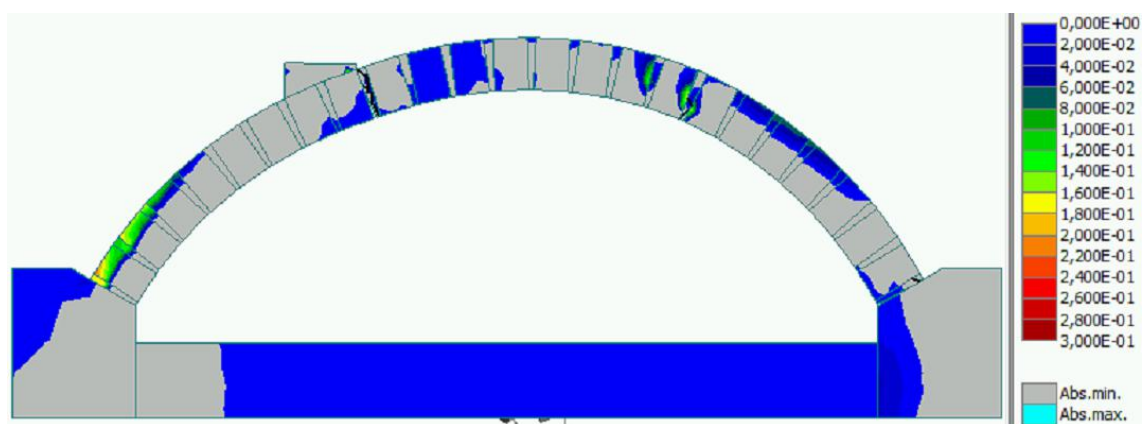
Tensões em Z após a segunda fenda, com elementos de interface CFRP 1



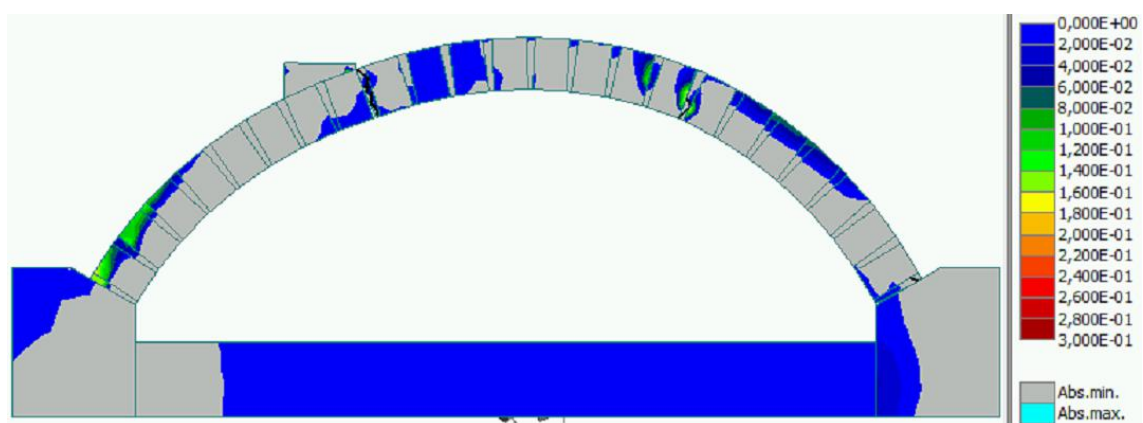
Tensões em Y antes da terceira fenda, com elementos de interface CFRP 1



Tensões em Y depois da terceira fenda, com elementos de interface CFRP 1



Tensões em Z antes da quarta fenda, com elementos de interface CFRP 1



Tensões em Z após a quarta fenda, com elementos de interface CFRP 1